

ERBAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

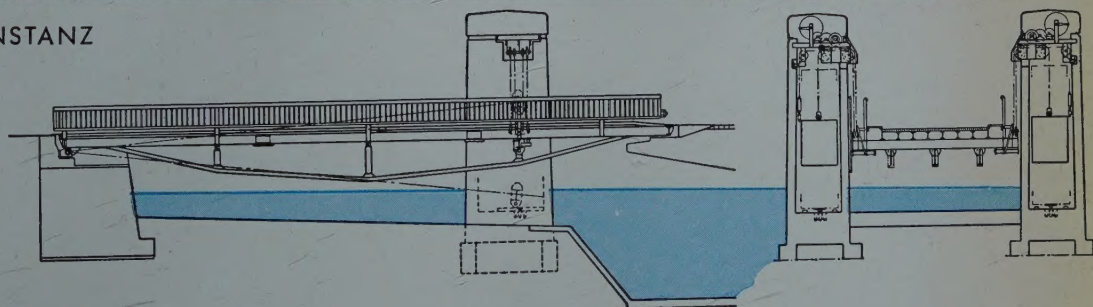
SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1960

2



FÄHRANLEGER KONSTANZ



Die Fährbrücken von 4,5 m Breite und 20 m Länge sind landseitig in Drehlagern abgestützt und 5 m vor dem seeseitigen Ende aufgehängt. Die Brücken sind durch Gegengewichte nahezu ausgeglichen; sie werden durch Seilwindwerke, die auf den Hubtürmen untergebracht sind, bewegt bzw. eingestellt. Die max. Hubveränderung beträgt 4 m und die Hubgeschwindigkeit an der Brückenspitze 0,8 m/min.

FÄHRANLEGER • LANDESTEGE

HUBBRÜCKEN • DREHBRÜCKEN

KLAPPBRÜCKEN • SCHWIMMBRÜCKEN

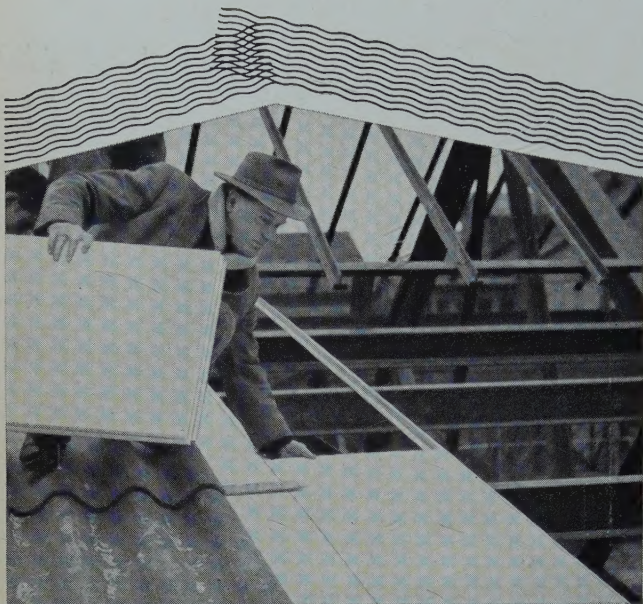
M • A • N

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG • WERK GUSTAVSBURG

1332

CORBLANIT

WELLDACH-ISOLIERSYSTEM



CD 160

Ohne Pause durch den Winter!

Die konstruktiv und wirtschaftlich ausgereifte Lösung für den Wärme- und Schwitzwasserschutz von Wellasbestzementdächern – das CORBLANIT-Welldach-Isoliersystem – wird auch während der kalten Jahreszeit ohne Einschränkung verlegt.

Von allen Gesetzen der Statik unbelastet, läßt sich das leichte CORBLANIT-Welldach-Isoliersystem Zug um Zug mit der Dacheindeckung bei geringem Lohnaufwand montieren. Industrie- und Lagerhallen, Wohnhäuser und landwirtschaftliche Bauwerke erhalten so den erforderlichen Wärmeschutz, genau auf die Betriebsbedingungen zugeschnitten. Der große Wärmedurchlaßwiderstand von ® CORBLANIT (aus ® Styropor der BASF) verhilft zu geringen Isolierdicken. Bei Verwendung von CORBLANIT NE – schwer entflammbar – entspricht die Isolierung den Anforderungen der DIN 4102.

Lassen Sie sich die ausführliche Arbeitsmappe mit einem Konstruktionsmuster kostenlos und unverbindlich kommen. Es lohnt sich, sie für die Planung zur Hand zu haben!



RHEINHOLD & MAHLA GMBH
ABT. ISOLIERBAUSTOFFE
Stammhaus Mannheim · Augusta-Anlage 32

GUTSCHEIN

Senden Sie Ihre Arbeitsmappe und ein Konstruktionsmuster des CORBLANIT-Welldach-Isoliersystems an: **C 5**

NAME

ADRESSE

Konkrete Vorschläge erwünscht für die Isolierung von (z. B. Industriehalle, Lagerhaus usw.) mit qm.

Brunnen- und Schachtbau Wasserversorgung Tiefbohrungen
Kernbohrungen Rütteldruck-Verdichtungen Rüttelfußpfähle
Rüttelzugpfähle und -Anker Pfeilergründungen Stollenbau
Steinskelettbildung Tiefendrainagen Dammverdichtungen
Injektionsbohrungen Verpressungen Ungest. Proben im Sand
Grundwasserabsenkungen Bruchsteinbeton Unterwasserbeton



JOHANN KELLER

G. M. B. H.

FRANKFURT/MAIN
RENCHEM/BADEN
HAMBURG
WILHELMSHAVEN

DEUTSCHE BAUMASCHINEN-AUSSTELLUNG

1954
1955
1956
1957
1958
1959

bauma 60

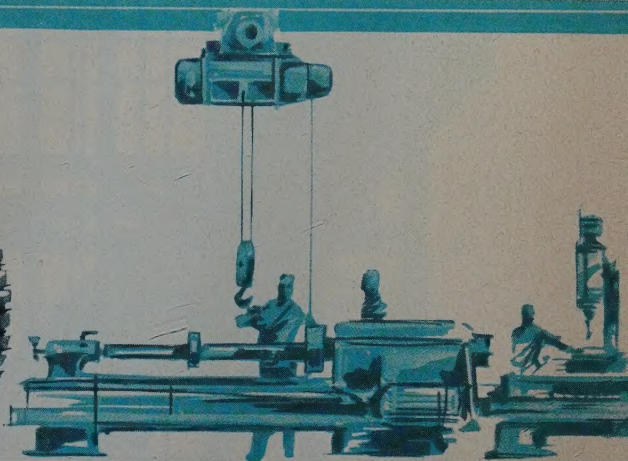
MÜNCHEN 19.-27. MÄRZ

WIEDER GRÖßER UND AUSWAHLREICHER



DEMAG

AUSRÜSTER DER INDUSTRIE *



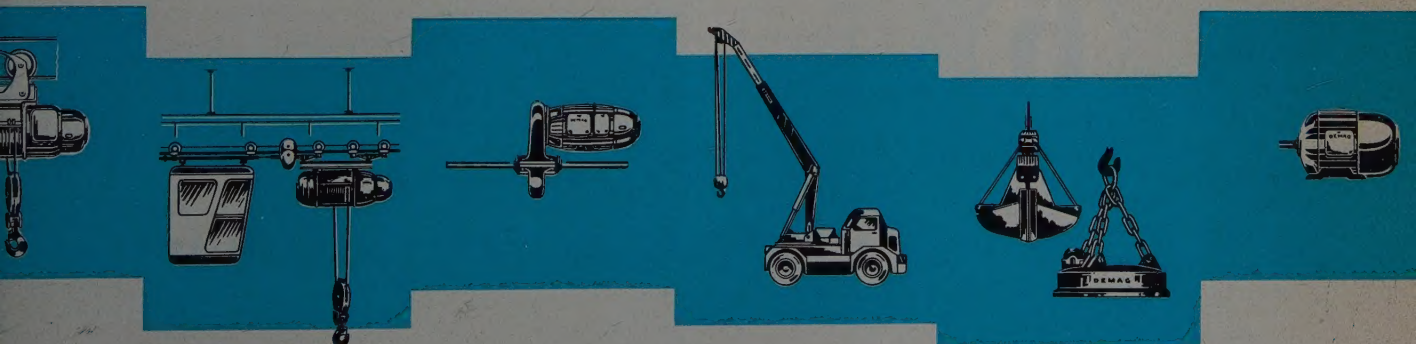
Leistungsreserven erschließen!

Senkung der Gemeinkosten, Erhöhung der Produktivität, Erhaltung der Wettbewerbsfähigkeit - das sind die brennenden Probleme eines jeden Unternehmens. In unserer Zeit, da Maschinen und Geräte ein Höchstmaß an Perfektion erreicht haben, liegen noch echte Leistungsreserven in der Rationalisierung innerbetrieblicher Transporte. Sie sollten den unverbindlichen Rat unserer Spezialisten bei allen Planungsfragen einholen - es ist Ihr Vorteil!

Fordern Sie unsere Programmdruckschrift 395/B

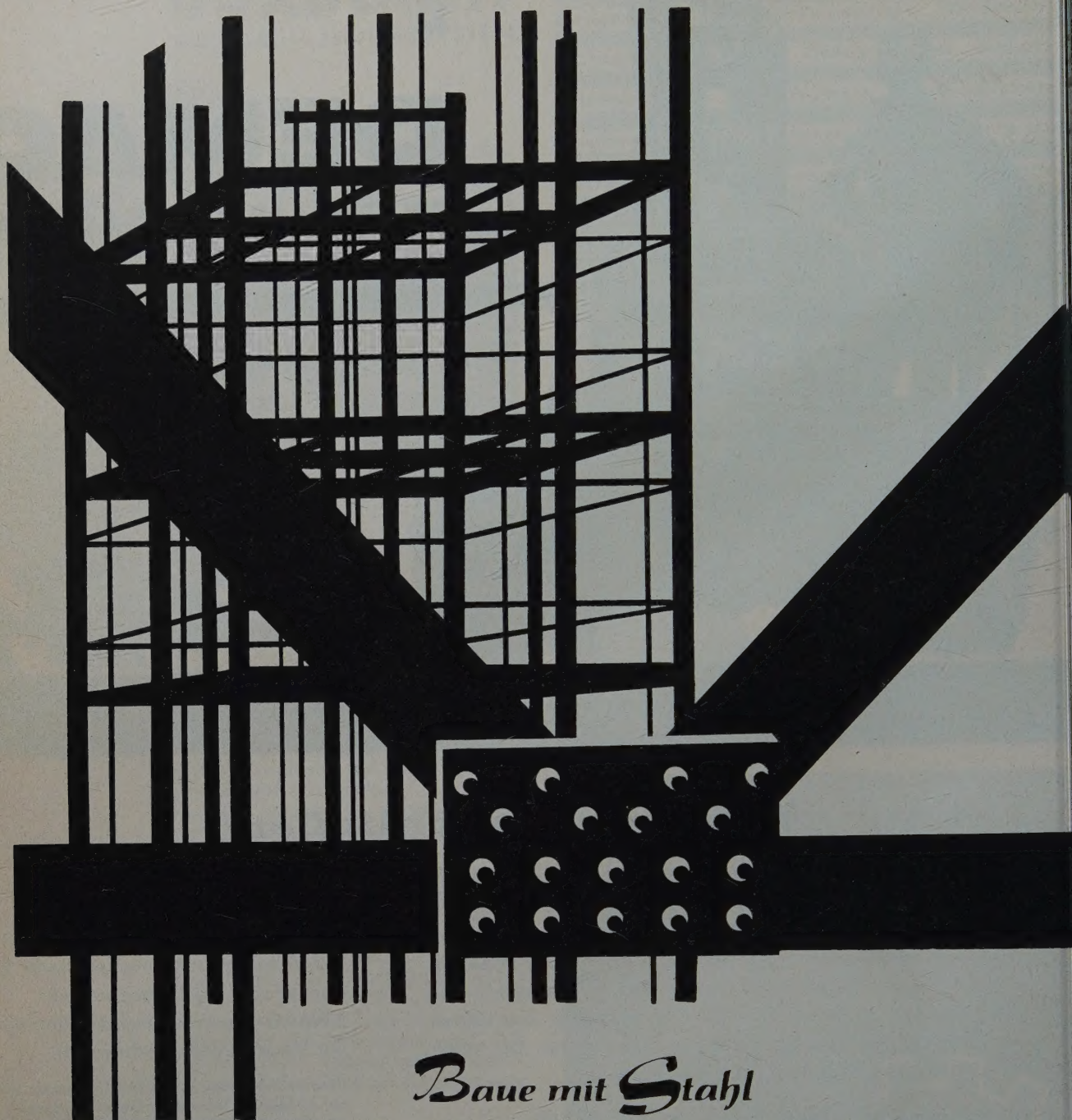
Elektrozüge, Hängebahnen und Hängekrane, Stapelkrane, Laufkrane, Mobilkrane, Greifer, Lasthebemagnete, Ausrüstungsteile für den Kran- und Hebezeugbau, DEMAG-Motoren (Drehstrommotoren mit Verschiebeläuferbremse).

* Unsere Hebezeuge und DEMAG-Motoren sind nur ein Ausschnitt aus dem Gesamtprogramm der DEMAG, das über 1000 Erzeugnisse umfaßt.



DEMAG-ZUG GMBH

WETTER (RUHR) • Telefon 2041-2049 • Drahtwort: DEMAGZUG Wetterruhr • Fernschreiber 0823 869



Baue mit Stahl

I
L
T
L
Ø
□

Stahl-Skelettbauten erfordern eine exakte Auswalzung der Profilquerschnitte und sorgfältige Einhaltung der verlangten Festigkeitswerte.

Unsere Facharbeiter und modernen Anlagen geben Ihnen volle Gewähr für die Erfüllung dieser Bedingungen.

Form- und Stabstahl werden bei uns turnusmäßig gewalzt. Sie können daher mit zuverlässigen Lieferzeiten rechnen. Mit weiteren Angaben steht Ihnen unsere Verkaufsabteilung jederzeit gern zur Verfügung.

Der Verkauf erfolgt über den Handel.

HOESCH AG WESTFALENHÜTTE
DORTMUND

Inhaltsübersicht

626.81/85 : 627.811 (282.253.264.1)	Seite
<i>Dipl.-Ing. D. Brenske, Dortmund:</i>	
s Tungabhadra-Projekt in Indien	
Mit 12 Abbildungen	41
351.811 : 388.1 : 625.7/.8 (73)	
<i>Direktor R. O. Swain, Washington D. C.:</i>	
nd des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Amerika. Mit 3 Abbildungen	45
624.194 (282.242.4) : 625.712.35 : 624.138.23	
<i>Dipl.-Ing. H. Droscha, Frankfurt/Main:</i>	
r Bau des neuen Themse-Kraftfahrtunnels	
Mit 9 Abbildungen	49
513.627.25 (083.3)	
<i>H. Meincke, Oberhausen-Osterfeld:</i>	
herung für den Umfang der Ellipse	52
624.072.23.041.62 : 624.072.334.041.62	
<i>Dr.-Ing. H.-K. Bandel, New York:</i>	
gekürzte Näherungsberechnung der maßgebenden Momente von kontinuierlichen Trägern und Rahmenriegeln unter Vertikallasten. Mit 7 Abbildungen	53
624.042.8 : 699.842 : 534 : 531.36	
<i>Dr.-Ing. J. Geiger, Augsburg:</i>	
chselnde Kräfte bei Bauwerken	
Mit 11 Abbildungen	56

Kurze Technische Berichte

69.035.4 : 621.039.42 : 621.182 : 697.34 (485)	
terirdisches Kernenergie-Fernheizwerk	
Mit 2 Abbildungen	62
621.311.25 : 621.039 : 624.9 (411.0)	
wurf und Bauausführung des Containers der Dounreay-Reaktoranlage. Mit 10 Abbildungen	63
627.824.3 (797) (047.6)	
e Erddamm des Swift-Projektes, der höchste seiner Art	
Mit 4 Abbildungen	67
625.711.1 : 711.73 (71) (047.6)	
ns-Kanada-Straße vor der Fertigstellung	
Mit 1 Abbildung	69
625.848.083.5 (047.6)	
genverschluß für Zementbetonstraßen	
Mit 5 Abbildungen	69
629.139.1 : 629.135.035.4 : 625.84 (047.6)	
orderungen an Rollfeldbefestigungen für Düsen-igzeuge	70
624.138.5.001.86 (047.6)	
tro-osmotische Bodenverfestigung	
Mit 2 Abbildungen	71
624.15 : 666.97.031.5 (047.6) (425.1)	
der großen Fundamente für das Kraftwerk in Castle onington aus über 25 000 m³ Ausgußbeton	
Mit 5 Abbildungen	72
abesprechungen	73
chiedenes	75

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderer Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin • Göttingen • Heidelberg

Das Tungabhadra-Projekt in Indien

Von Dipl.-Ing. D. Brenske, Dortmund

K 626.81/.85 : 627.811 (282.253.264.1)

I. Allgemeines

Die Vorgeschichte dieses Projektes ist außerordentlich interessant, führt sie doch den mit indischen Verhältnissen wenig vertrauten europäischen Leser mitten hinein in ein Teil indischer Geschichte, in die fast unüberbrückbaren Gegensätzlichkeiten der einzelnen Gebietsteile mit ihren verschiedenen Religionen, Sprachgemeinschaften und traditionsgebundenen Ansichten, die bis heute noch vorherrschen und es oft verstanden, fortschrittliche Maßnahmen auf fast allen Gebieten im Keime zu ersticken.

In einem Agrarland wie Indien, dessen Wasserläufe, abgesehen von den nördlichen aus dem Himalaja kommenden Nebenflüssen des Ganges, im wesentlichen von dem während der 3—4 Monsunmonate anfallenden Regenwasser gespeist werden, wirken sich Flußgrenzen — vor allem dann, wenn eine geordnete Wasserwirtschaft fehlt — katastrophal auf alle Beteiligten aus. So zieht sich der Kampf um das Wasser wie ein roter Faden durch Indiens Geschichte. Vor der Unabhängigkeit Indiens waren es die Streitigkeiten der einzelnen Staaten untereinander, während in jüngster Zeit dieser Kampf Kern aller Unstimmigkeiten mit Ost- und Westpakistan wurde, deren Wasserläufe im wesentlichen indischen Ursprungs sind.

Die — man kann ruhig sagen — Leidensgeschichte des Tungabhadraflusses, jahrhundertlang Religions- und Sprachengrenze, legt bildhaftes Zeugnis für diesen Kampf ab. — Zurückreichend bis ins 14. Jahrhundert unter der Herrschaft der Vijayanagar-Dynastie — eines der bedeutendsten Hindukönigreiche Südindiens — wurden entlang des Tungabhadraflusses eine Vielzahl kleinerer Stau- und Bewässerungsanlagen errichtet, die zusammen mit den nicht bedeutenden Tempelbauten dieser Epoche noch heute von der Kulturstufe dieses Reiches sprechen. Sie wurden jedoch größtenteils während der Jahrhunderte andauernden Kämpfe mit den von Norden vorstoßenden Mohammedanern allmählich zerstört. Zu dieser Zeit wurde der Tungabhadra zum ersten Male Grenzfluß, bis im Jahre 1565 mit der Zerstörung der unweit des heutigen Dammes gelegenen Festung Hampi, deren Ruinen noch heute Anziehungspunkt vieler Touristen sind, auch das rechte Ufer des Tungabhadraflusses unter mohammedanische Herrschaft kam.

In der darauffolgenden mohammedanischen Periode von etwa 250 Jahren (Nizamreich Hyderabad) berichtet die Geschichte von keinerlei Außerregulierungen im Tungabhadra, ja sogar die alten Bewässerungsbauten aus der Vijayanagar-Dynastie verfielen allmählich. — Der Fluß wurde dann wiederum Grenze, als der Nizam von Hyderabad um 1805 unter englischem Druck das ganze rechte Ufer der East India Company in Madras überließ. Religions- und Sprachenbild dieses Raumes haben sich bis zum heutigen Tag erhalten, d. h. das Unterufer ist überwiegend mohammedanisch, während im Bereich des Südufers die Hinduigion vorherrscht.

Da der Unterlauf des etwa 600 km langen Flusses außerordentlich regenarm ist — durchschnittliche Regenhöhe dort etwa 50 cm, während im Oberlauf das Zehnfache anfällt —, beherrscht die neuere Geschichte wieder von eini-

gen Versuchen zur Nutzung des aus den Westghats während der Monsunmonate anfallenden kostbaren Wassers. Besondere Erwähnung verdient hierbei Sir Arthur Cotton — der Initiator fast aller Bewässerungsprojekte Indiens — mit seinem 1861 begonnenen Kurnool-Cuddapah-Kanal. Unglücklicherweise hielt jedoch das Projekt nicht den Er-

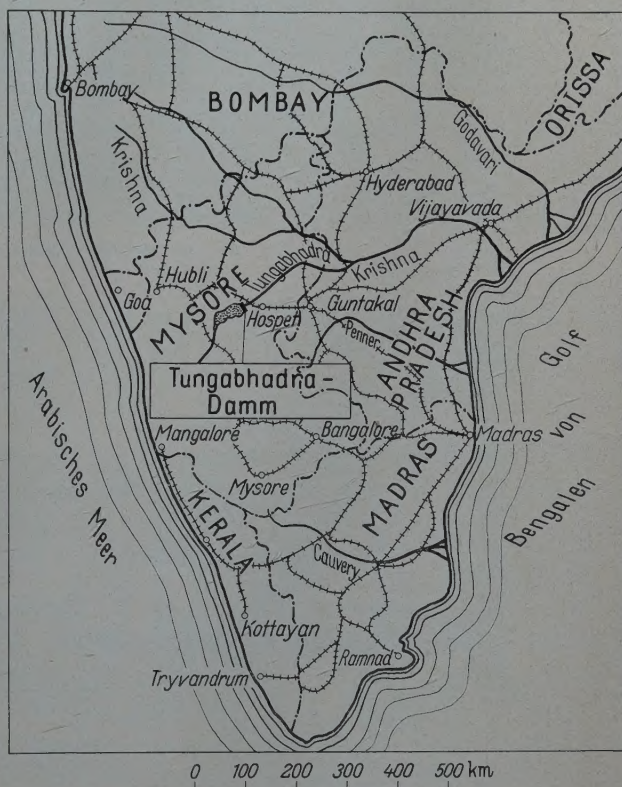


Abb. 1. Lage des Tungabhadradammes.

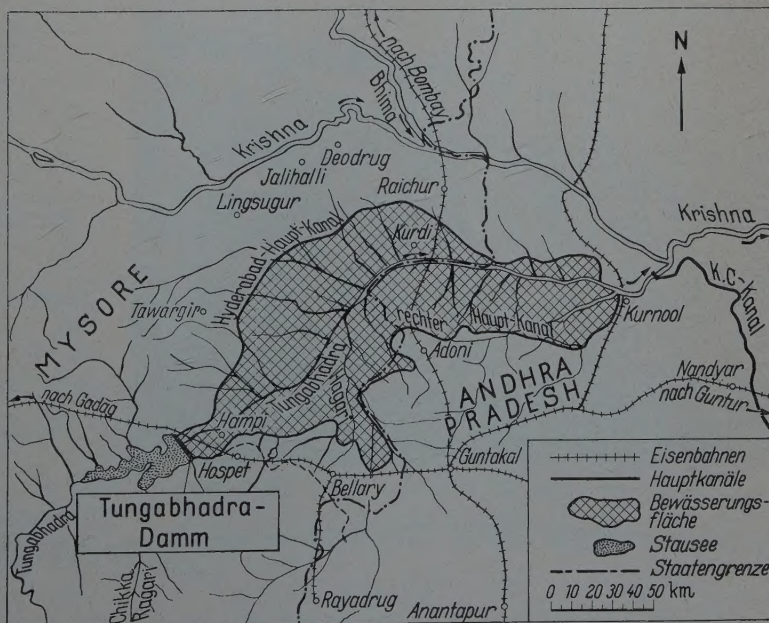


Abb. 2. Stausee und Bewässerungsfläche.

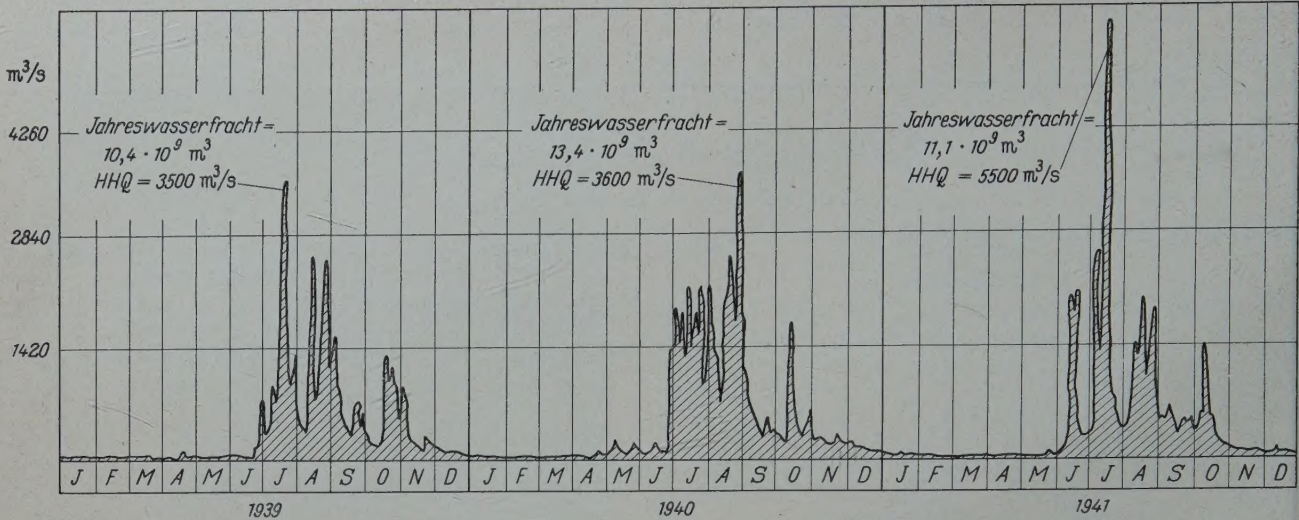


Abb. 3. Abflußmengenschaubild des Tungabhadra.

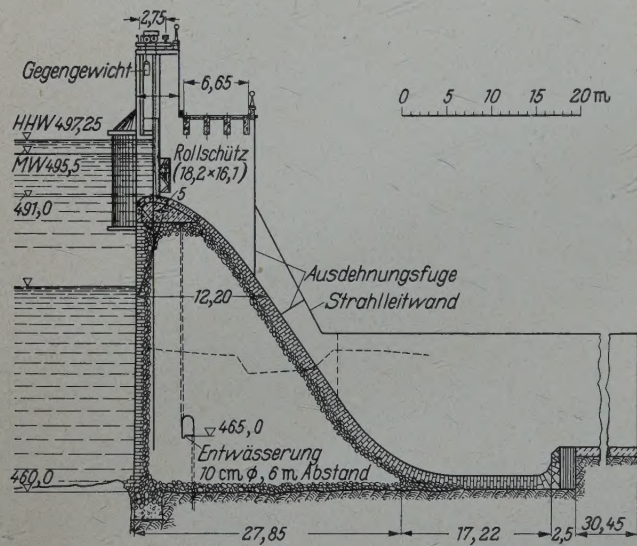


Abb. 4. Dammquerschnitt im Bereich der Wehranlage.

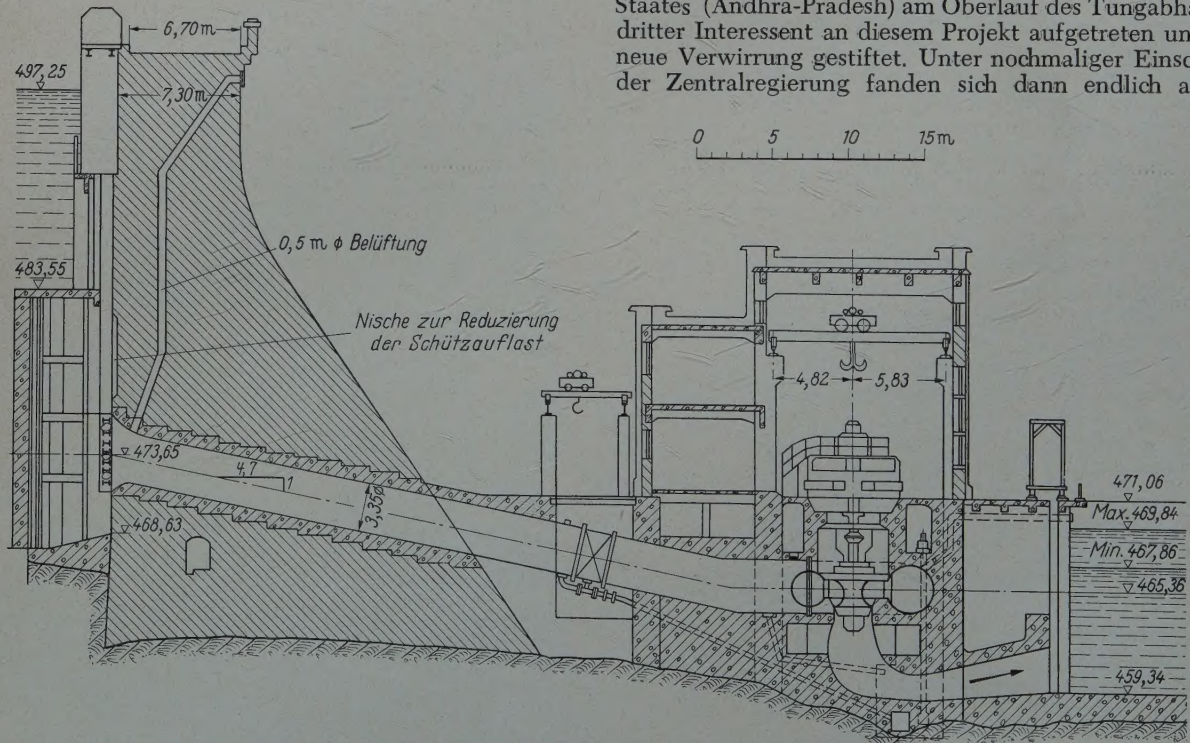


Abb. 5. Querschnitt durch Damm und Krafthaus.

wartungen stand, die zu seinem Bau geführt hatten, daß alle weiteren Versuche zur Wassernutzung in diesem Gebiet bei den Regierungsstellen wenig Gehör fanden. Es kam auch nie zu einer Einigung der beiden Uferbewohner wie nämlich Kosten und Nutzen eines unbedingt notwendigen Reservoirs auf die Staaten Madras und Hyderabad zu verteilen wären, auch über die bauliche Durchführung wurde viel gestritten.

Erst nach der indischen Unabhängigkeit im Jahre 1947 griff die neue Zentralregierung energisch ein, arbeitete einen neuen Entwurf aus, der in fast salomonischer Weise die vertikale Teilung eines etwa 1800 m langen Damms an einer Stelle vorsah, die auch etwa die Kosten halbierte. Die Durchführung dieser Maßnahme nahm allein etwa 5 Jahre in Anspruch; während dieser Zeit wurden auf der Madrasseite bereits vorbereitende Arbeiten in Angriff genommen, die jedoch durch Revolutionsbewegungen des mohammedanischen Hyderabad-Staates immer wieder gestört wurden, so daß die Zentralregierung mit Waffengewalt an der Baustelle eingreifen mußte und somit die Hauptarbeiten erst 1953 anliefen.

Inzwischen war jedoch durch die Gründung eines neuen Staates (Andhra-Pradesh) am Oberlauf des Tungabhadra ein dritter Interessent an diesem Projekt aufgetreten und somit eine neue Verwirrung gestiftet. Unter nochmaliger Einschaltung der Zentralregierung fanden sich dann endlich alle drei

Partner (Madras, Hyderabad und Andhra) zur Bildung einer Arbeitsgemeinschaft zusammen, die unter einer einheitlichen Führung (Tungabhadra Board) das Projekt im großen Rahmen in Angriff nahm, das zur Hauptsache im Bau eines Staudammes und zweier Seitenkanäle bestand. Somit war die Möglichkeit gegeben, das Wasser des regenreichen Oberlaufes zu Bewässerungszwecken einige 100 km unterhalb des Staudammes in dem regenarmen Gebiet des Unterlaufes zu nutzen, darüber hinaus bot der Staudamm selbst wie auch der topographische Verlauf beider Seitenkanäle zahlreiche Möglichkeiten zur Kraftgewinnung.

Im Jahre 1956 erfolgte dann eine neue Gebietsregelung aller indischen Staaten, die auch im Bereich des Tungabhadra-Projektes eine nochmalige Verschiebung der Anliegerstaaten zur Folge hatte. Die beiden neuen Partner — oder schon besser gesagt „Nutznießer“ — des Projektes heißen nun Mysore und Andhra-Pradesh. Ihre Grenzen zeigen die Abb. 1 und 2.

Einzelheiten des Dammes

Die Dammbaustelle weist ein Einzugsgebiet etwa von der Größe Belgiens auf bei einer maximal beobachteten Flutwassermenge von $9500 \text{ m}^3/\text{s}$ mit einer durchschnittlichen Jahreswasserfracht von 11,6 Milliarden m^3 . Der Hauptdamm mit einer Länge von 800 m ist z. Z. Indiens und wahrscheinlich auch der Welt längster Mauerwerksdamm. Er mißt an der tiefsten Gründungsstelle eine Höhe von 94 m und weist in seinem mittleren Bereich eine 700 m lange Wehranlage auf, das sind 33 Rollschütze ($18,2 \times 6,1 \text{ m}$) mit einer sich bei Vollstau ergebenden Abflußmenge von $18\,550 \text{ m}^3/\text{s}$, d. h. 2mal HHQ. — Inksseitig des Staudammes mußten 2 Seitentäler (137 m und 470 m) zur Erhaltung des Reservoirs geschlossen werden.

Dem großen Angebot billiger Arbeitskräfte entsprechend wurden sämtliche Dammarbeiten in Mauerwerk — der üblichen Dammbauweise Indiens — ausgeführt, wobei Zement als Mörtelbindung nur im Bereich der Überbauwerke gewählt wurde; ansonsten benutzte man als Bindemittel den sogenannten Surkhi, das ist eine Kalkbindung, gemischt mit fein gemahlten Mauersteinen, Sand und Wasser, die mit geringem Aufwand leicht gewonnen werden kann und sich schon bei den ältesten Dammbauten Indiens bestens bewährt hat. Die Ersparnisse hierbei gegenüber der Betonbauweise schätzt man immer noch auf etwa 40 %, wobei der Materialtransport ausschließlich von Hand erfolgt. (Hilfsarbeiterlohn etwa RM 1,50 pro Tag.)

Das Reservoir mit einem Fassungsvermögen von 76 Milliarden m^3 (Nutzraum 3,70, Totraum 0,06) überstaut bei einer Stauseefläche von 378 km^2 etwa 70 Ortschaften, deren Bevölkerung in der auch in Indien üblichen Form durch Neuansiedlung und Finanzierungshilfe entschädigt wurde.

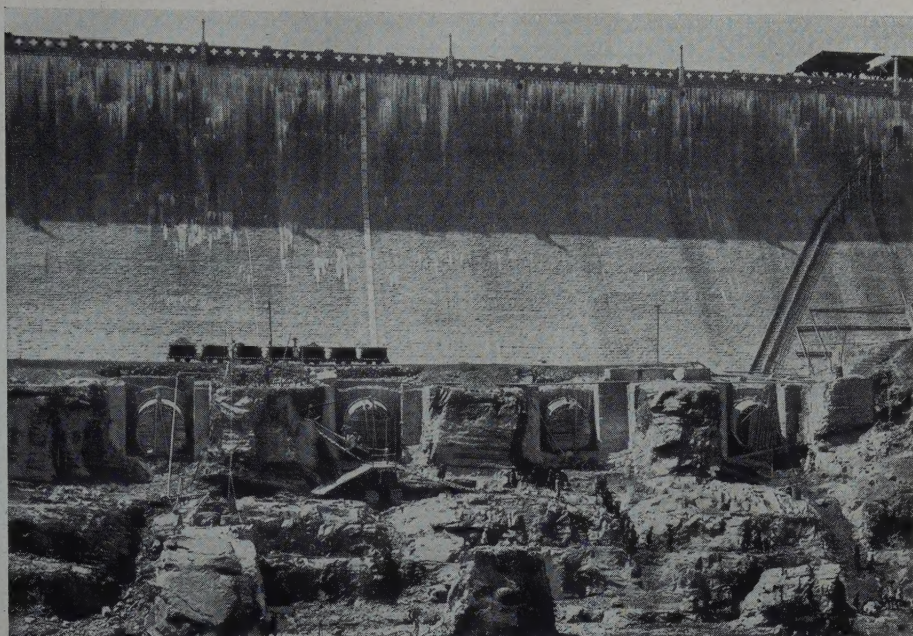


Abb. 6. Baubeginn am rechten Krafthaus.

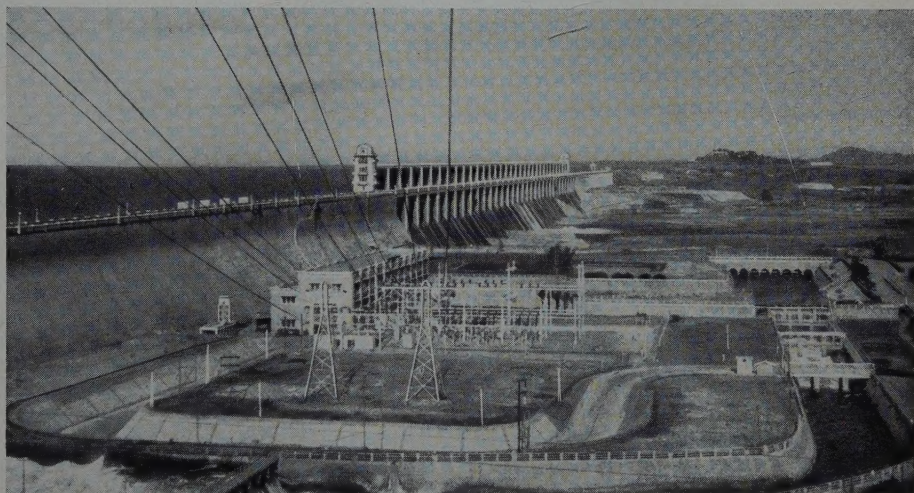


Abb. 7. Damm und rechtes Krafthaus nach der Fertigstellung.

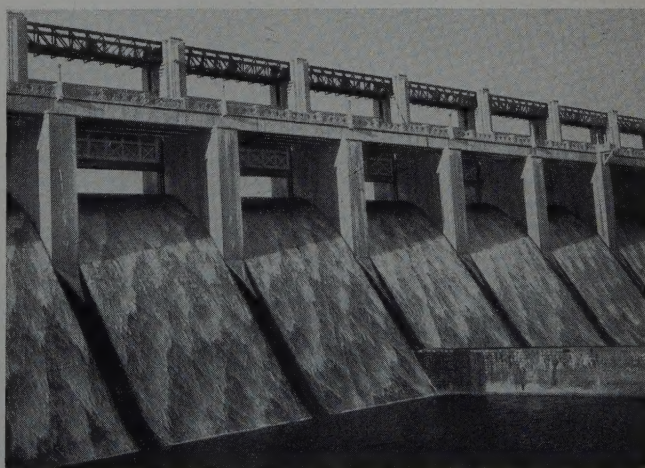


Abb. 8. Wehranlage mit Bedienungs- und Straßenbrücke.

Der Materialbedarf nur für den Hauptdamm umfaßt folgende Positionen:

910 000 m^3	Granit
340 000 m^3	Sand
100 000 m^3	Surkhi

57 000 m³ Zement
4 000 t Stahlkonstruktion für die 33 Überlaufschütze, einschließlich Windwerke und Bedienungsbrücke und für die insgesamt 21 Auslaßöffnungen im Damm.

Während der Hauptarbeitsaison waren etwa 20 000 Arbeitskräfte eingesetzt. An Ausschachtungsarbeiten waren etwa 360 000 m³ zu leisten.

Das Kanalsystem

Das Tungabhadra-Projekt dient im wesentlichen Bewässerungszwecken, was in den umfangreichen Arbeiten für die Bewässerungskanäle seinen Ausdruck findet. Zu beiden Seiten des Flusses nimmt je ein Hauptkanal seinen

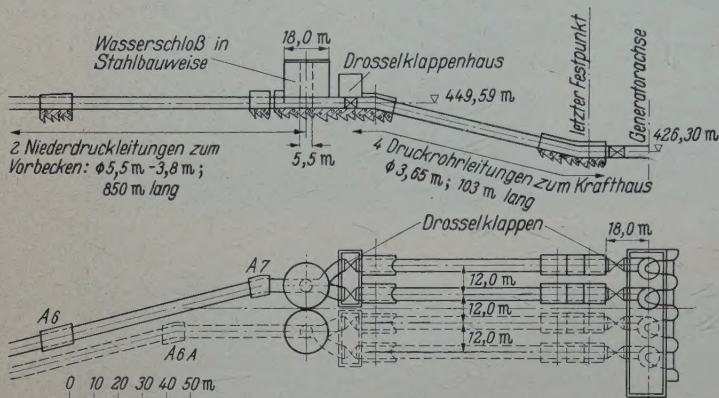


Abb. 9. Wasserschloß und Druckrohrleitungen des Kanal-Krafthauses Hampi.

Ausgangspunkt vom Fuße des Dammes, genauer gesagt vom Turbinenauslauf jedes Krafthauses. Nach dem Passieren verschiedener Gefällestufen wird das Wasser dann zu reinen Bewässerungszwecken genutzt. Die Gesamtlänge des rechtsseitigen Kanals beträgt 386 km, während das gesamte Netz der rechtsseitigen Verteilungskanäle etwa 2750 km aufweist. Die entsprechenden Zahlen des linksseitigen Kanals sind: 204 km Hauptkanal bei einem 1600 km langen Verteilungsnetz.

Beide Kanäle passieren im Laufe der ersten 30 km größtenteils bergiges Gelände, was zahlreiche Kunstbauten

wie Bergeinschnitte (maximal bis 17 m Einschnitt), Tunnel und Aquädukte erforderte. Im rechten Kanal mußte ein 336 m langer Tunnel angelegt werden, während der linke Kanal einen Tunnel von 1140 m Länge passiert. Rechtsseitig wurde ein den Hagarifluß kreuzender Aquädukt mit einer Gesamtlänge von 695 m als bisher größtes Bauwerk



Abb. 11. Kanalbrücke über den Hagarifluß, 695 m lang.

dieser Art in Südindien erstellt. Linksseitig waren kleinere Nebenflüsse zu kreuzen, die den Bau einiger weiterer jedoch kürzerer Aquädukte erforderte. So wurden insgesamt 328 Kunstbauten im Zuge dieser beiden Hauptkanäle angelegt. Nur in besonders gelagerten Fällen kamen hierbei bei Maschinen zum Einsatz, die weitaus größte Arbeit wurde wie auch beim Bau des Hauptdammes von Menschenhand geleistet, die Belegschaft bei dem Bau des rechten Kanalsystems zählte zeitweilig 40 000 Mann.

Beide Hauptkanäle bewässern eine Fläche von 334 000 ha, wobei man einen jährlichen Mehrertrag von 140 000 t Getreide und 80 000 t industriell zu verarbeitender Anbaugüter (Zucker und Baumwolle) erwartet.

Kraftgewinnung

Neben den am Fuße des Dammes errichteten 2 Krafthäusern, deren Ausläufe die Bewässerungskanäle speisen, bieten dieselben an verschiedenen Stellen die Möglichkeit zur weiteren Kraftgewinnung. — Rechtsseitig wurden dem Krafthaus am Damm bei einer Druckhöhe von mindestens 13 m bis maximal 31 m und im zweiten Krafthaus 24 km unterhalb des Dammes bei einer mehr oder weniger konstanten Druckhöhe von etwa 34 m zunächst in

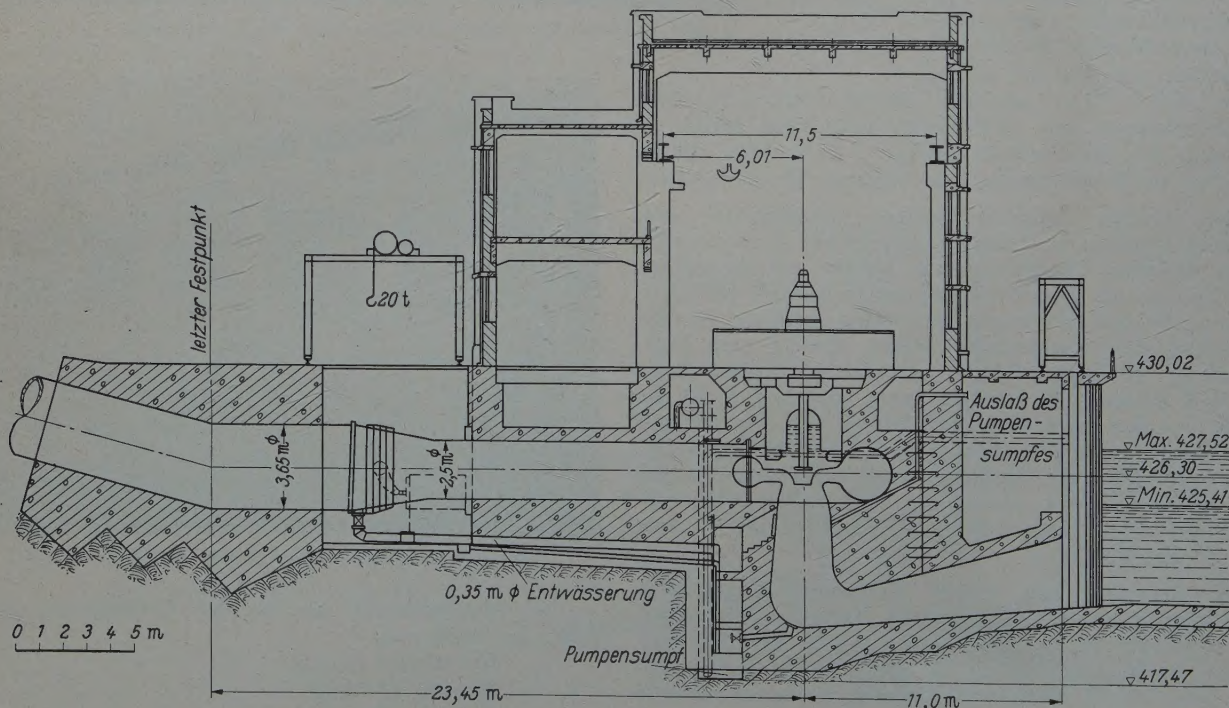


Abb. 10. Querschnitt durch das Kanalkrafthaus Hampi.

gesamt 45 000 kW installiert, die jedoch durch den Einbau weiterer Einheiten auf 72 000 kW gesteigert werden können. In beiden Häusern sind je vier 9000 kW-Einheiten im Endausbau vorgesehen. In dem Krafthaus am Damm wurden der veränderlichen Druckhöhe wegen dort Kaplan-turbinen und an der Kanalstation Francisturbinen gewählt. Ein vor der Kanalstation angeordnetes Speicherbecken mit einem Inhalt von etwa 800 000 m³ bietet die Möglichkeit zur Abdeckung von Verbraucherspitzen, da im Normalbetrieb dort nicht alle Turbinen gefahren werden. Von dem Speicherbecken führen zwei Niederdruckleitungen (5,5 m ϕ) zu je einem Wasserschloß in Stahlbauweise, von

Kraftstufe wieder 19 m³/s dem Tungadhabra zurückgegeben, so daß der Kanal in seinem weiteren Verlauf als reiner Bewässerungskanal nur noch 52 m³/s leistet.

Linksseitig bietet das Krafthaus am Damm eine Ausbeute von 38 000 kW (4 Einheiten zu je 9000 kW), von denen bereits 18 000 kW installiert sind. Auch dieser Kanal bietet die Möglichkeit zur weiteren Kraftgewinnung, deren Ausbau je nach der industriellen Entwicklung dieses Gebietes erfolgen soll. — Dieser Kanal ist auch als Schifffahrtsweg gedacht und wurde zu diesem Zweck mit einer Massivauskleidung versehen. Bis zum Erreichen der ersten Kraftstufe (Sivapur mit einer installierbaren Leistung von



Abb. 12. Zwei andere Aquädukte im Zuge der insgesamt 590 km langen Hauptkanäle veranschaulichen die Vielseitigkeit des konstruktiven Ingenieurbaus dieses Projektes.

hier je 2 Hochdruckleitungen (3,65 m ϕ) über Drosselklappe zur Francisturbine im Krafthaus. Speicherbecken und Krafthaus grenzen an die historischen Ruinen von Hampi, dem Sitz der Vijaynagar-Dynastie.

Der rechtsseitige Kraftkanal weist eine Kapazität von 71 m³/s auf. Es werden jedoch zur Deckung des Wasserbedarfs für die Unterlieger am Tungabhadra und im weiteren Verlauf des Krishna nach Passieren der Hampi-

30 000 kW) beträgt die Abflußkapazität des Kanals 200 m³/s, von denen 110 m³/s im weiteren Verlauf wieder zur Versorgung der Unterlieger an den Tungabhadra zurückgegeben werden.

Die ungefähren Kosten des Projektes betragen etwa 600 Mill. DM, wobei auf den eigentlichen Damm 160, auf die Bewässerungskanäle 320 und auf Krafthäuser sowie Überlandleitungen 120 Mill. DM entfallen.

Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Amerika*

Von Robert O. Swain,

Direktor der Internationalen Straßenliga, Washington D. C.

DK 351.811 : 388.1 : 625.7/.8 (73)

Baulast von Bund, Ländern und Kommunalverwaltungen

In den Vereinigten Staaten von Nordamerika unterhalten die Durchgangsstraßen den einzelnen Ländern der Union. Vom Bund gebaut und unterhalten werden unmittelbar nur die Straßen in den nationalen Wald- und Naturschutzgebieten sowie in den Indianer-Reservationen. Die Länder sind für 1 022 000 km Landstraßen und 2 700 km Stadtstraßen, die Kommunalverwaltungen für 745 000 km Landstraßen und 553 000 km Stadtstraßen zuständig.

Für einen Teil dieses Straßennetzes, und zwar für 248 000 km, werden vom Bund Zuschüsse zum Bau geleistet. Diese Straßenbauhilfe wird als Federal-aid bezeichnet. Bundeshilfe für den Straßenbau wird für die folgenden Straßenarten gewährt:

1. für ein erst seit kurzer Zeit im Bau befindliches zwischenstaatliches Schnellstraßennetz, das 55 700 km Überlandstraßen und 7400 km Stadtstraßen umfaßt;

2. für Verkehrsstraßen erster Ordnung, und zwar gegenwärtig 321 500 km Landstraßen und 30 900 km Stadtstraßen;

3. für Verkehrsstraßen zweiter Ordnung, z. Z. 873 000 km Landstraßen und 16 750 km Stadtstraßen.

Nur für diese Straßen wird vom Bund eine Beihilfe zum Bau geleistet. Nach dem Straßengesetz vom Jahre 1956 werden für den Bau des zwischenstaatlichen Schnellstraßennetzes 90 % der Kosten vom Bund und 10 % von den betreffenden Ländern getragen; für den Bau der Verkehrsstraßen erster und zweiter Ordnung, soweit sie in dem Federal-aid Programm enthalten sind, werden jeweils 50 % der Kosten vom Bund und 50 % vom Land getragen. Die entstehenden Baukosten werden zunächst vom Land oder von den Gemeinden bevoorschußt; der Bundesanteil wird mit fortschreitender Arbeit bzw. nach Fertigstellung des Vorhabens erstattet. Für die laufende Straßenunterhaltung wird vom Bund keinerlei Hilfe gewährt.

Im Jahre 1958 wurden in den USA insgesamt 9,927 Milliarden Dollar für den Straßenbau ausgegeben. Hiervon entfielen auf den Bund rund 3 Milliarden Dollar, der Rest auf die Länder und Kommunalverwaltungen.

Gesetz über die Bundeshilfe im Straßenbau von 1956 und 1958

Ein Gesetz über die Bundeshilfe im Straßenbau vom Jahre 1956, das ursprünglich auf 10 Jahre befristet war

* Aus der amerikanischen Originalarbeit hat durch die reundliche Vermittlung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Wehner Herr Dipl.-Ing. Beckmann den vorliegenden wesentlichen Auszug angefertigt. Das Original liegt bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Wehner, TU Berlin, und kann auf Wunsch dort angefordert werden.



Abb. 1. New York-Thruway, Frühjahr 1959. Luftbild des New York-Thruway an der Anschlußstelle South Nyack. Im Zuge der 876 km des Thruway, die bisher für den Verkehr freigegeben wurden, sind 76 Anschlußstellen vorhanden.

(Cities Services Photo von Anthony Linck.)

und im Jahre 1958, rückwirkend beginnend mit 1956, auf 13 Jahre verlängert wurde, legt ein langjähriges Bauprogramm für ein 66 000 km langes zwischenstaatliches Schnellstraßennetz fest, das die größten Städte und Industriegebiete Nordamerikas verbinden soll. Obwohl dieses Straßennetz nach seiner Fertigstellung nur 1,2 % der Gesamtstraßenlänge ausmachen wird, führt es durch 37 % aller Kreisgebiete der Vereinigten Staaten. In den von dem zwischenstaatlichen Straßennetz berührten Gebieten leben 50 % der Bevölkerung der Vereinigten Staaten; etwa die Hälfte aller erzeugten landwirtschaftlichen Produkte wird dort verkauft.

Die Gesetze von 1956 und 1958 stellen die Finanzierung der Bundeshilfen für das zwischenstaatliche Schnellstraßennetz wie auch für die Straßen erster und zweiter Ordnung in Stadt- und Landgebieten sicher. In den vier Jahren von 1958 bis 1961 werden insgesamt 3,55 Milliarden Dollar als sogenannte ABC-Bundeshilfe ausgegeben, wobei unter A, B und C die einzelnen Straßengruppen zu verstehen sind, die für die Bundeshilfe ausgewählt wurden.



Von dieser Bundeshilfe kommen 45 % den Straßen erster Ordnung, 30 % den Straßen zweiter Ordnung und 25 % der Erweiterung der Stadtstraßennetze zugute. Für die Gewährung der Beihilfe stellt der Bund die Forderung, daß die jeweiligen Baulastträger (Länder bzw. Kommunalverwaltungen) einen mindestens gleich hohen Betrag selbst aufbringen.

Innerhalb der nächsten 13 Jahre werden in den Vereinigten Staaten auf Bundes- und Länderebene die Gesamtausgaben für den Straßenbau einen Betrag von ungefähr 100 Milliarden Dollar ausmachen. Das Gesetz über die Bundeshilfe im Straßenbau aus dem Jahre 1956 sieht für das zwischenstaatliche Schnellstraßennetz, das zu 90 % vom Bund finanziert wird, für die Zeit von 1957 bis 1961 einen Betrag von 24,8 Milliarden Dollar aus Bundesmitteln vor. Daneben läuft die Finanzierung derjenigen Straßen, die nur zur Hälfte vom Bund finanziert werden.

Der Straßenfonds

Die Bundesbeiträge zum Straßenbau werden durch den im Jahre 1956 geschaffenen Straßenfonds ermöglicht, in den alle dem Kraftverkehr durch alte und neue Steuern auferlegten Abgaben fließen.

Folgende Steuern gelangen in diesen Fonds:

1. alle Treibstoffsteuern sowie die Steuern auf Gummi für die Laufflächen der Reifen und die gesamten Kraftfahrzeugsteuern für Lastkraftwagen über 11,75 t;
2. 20 % der Steuern, die für die zwischen dem 30. Juni 1957 und dem 1. Juli 1957 zugelassenen neuen Lastkraftwagen, Anhänger und Busse erhoben werden;
3. 37,5 % der Steuern auf neue Reifen im gleichen Zeitraum;
4. alle Steuern auf neue Reifen aller Art nach dem 1. Juli 1957.

Im Rahmen dieser gesetzlichen Regelung sind jetzt folgende Bundessteuern für Treibstoffe und Gummi von Kraftfahrzeugen im Rahmen des Dreizehnjahresprogramms festgelegt:

Diesöl	= 0,8 Cent/l
Benzin	= 0,8 Cent/l
außerdem Steuern für neue Reifen von Straßenfahrzeugen	= 17,5 Cent/l
für neue Reifen anderer Fahrzeuge	= 11,0 Cent/l
für Gummi zur Runderneuerung an Reifen von Straßenfahrzeugen	= 6,6 Cent/l

Ausbaurichtlinien für das neue Straßennetz

Die Bauprojekte des Federal aid Programms müssen den Ausbaurichtlinien der amerikanischen Vereinigung der Straßenbaubeamten entsprechen (American Association of State Highway Officials). Für das zwischenstaatliche Schnellstraßennetz wird eine Bemessung gefordert, die der voraussichtlichen Verkehrsbelastung 20 Jahre nach der Fertigstellung genügt (Tab. 1).

Die AASHO-Versuchsstraße

Durch die zunehmende Bautätigkeit hat die Forschungs- und Entwicklungsarbeit auf allen Ge-

Abb. 2. San Francisco.

Städtisches Schnellstraßennetz in Hochlage; im Hintergrund nach Osten zu die Oakland Bay Bridge; Datum der Aufnahme: 25. Mai 1955. (California Highways and Public Works, State Department of Public Works, Division of Highway, Sacramento, California.)

ieten des Straßenbaues einen starken Aufschwung genommen. Als besonders interessantes und bisher größtes Vorhaben der Straßenbauforschung sei in diesem Zusammenhang die AASHO-Versuchsstraße genannt. Diese liegt in Ottawa/Illinois, ungefähr 130 km südwestlich von Chicago.

Tabelle 1. Mindestforderungen für den Ausbau des zwischenstaatlichen Schnellstraßennetzes.

	Ebenes Gelände	Hügeliges Gelände	Gebirgisches Gelände
Ausbauesswindigkeit	112,5 km/h	96,5 km/h	80,5 km/h
aximale Steigung	3 %	4 %	5 %
ahrsprungbreite	3,65 m	3,65 m	3,65 m
reite des Mittelstreifens	11,0 m*	11,0 m*	4,90 m
reite des seitlichen Banketts	3,05 m	3,05 m	1,85 m
öschungsneigungen (mind.)**	2:1	2:1	2:1
findestdurchfahrthöhe	4,30 m	4,30 m	4,30 m

u- und Abgang sind nur an besonderen Anschlußstellen möglich.
* 4,90 m in städtischen Gebieten, ** außer bei Fels.

amerikanische Verteidigungsministerium stellt die Versuchsfahrzeuge und das Fahrpersonal zur Verfügung.

Die gesamte Versuchsstraße besteht aus sechs geschlossenen Versuchsstrecken mit je 2×2 Fahrspuren, die im Rundverkehr befahren werden. Jede Strecke ist in einer Richtung mit Asphaltbeton, in der Gegenrichtung mit Zementbeton befestigt. Eine Fahrspur der Zementbetondecke ist armiert, während die andere Spur keine Bewehrung aufweist. Eine Reihe von Repräsentativfahrzeugen mit verschiedenen Achslasten befahren 2 Jahre lang diese Rundstrecken. Bei dem einzelnen Versuch werden auf jeder Fahrspur Fahrzeuge mit gleicher Achslast und gleicher Achsanordnung eingesetzt. Deckschicht und obere und untere Tragschicht der Versuchsstrecken sind verschieden stark bemessen. Mit einer genügend großen Zahl von Kombinationen der verschiedenen Dicken der einzelnen Schichten wird eine ausreichende Zahl von Versuchsergebnissen für die statistische Sicherung erzielt (Tab. 2).

Die Beanspruchung der Fahrbahnen durch den Verkehr wird mit Hilfe neuartiger elektronischer und mecha-

Tabelle 2. AASHO-Versuchsstraße in Ottawa/Ill., USA.

	Rundstrecke 3 (A)	Rundstrecke 4 (B)	Rundstrecke 5 (C)	Rundstrecke 6 (D)	Rundstrecke 2 (E)	Rundstrecke 1 (F)
Achslasten der Versuchsfahrzeuge:	5 400 kg Einzelachse 10 900 kg Tandemachse	8 200 kg Einzelachse 14 500 kg Tandemachse	10 100 kg Einzelachse 18 100 kg Tandemachse	13 600 kg Einzelachse 21 800 kg Tandemachse	900 kg Einzelachse 2 700 kg Tandemachse	kein Verkehr (Witterungs- und Temperatureinflüsse)
starre Decken: ¹						
Anzahl der Testabschnitte	63	68	68	68	40	56
Dicken der Betonplatten in cm	9, 13, 17, 20	13, 17, 20, 24	17, 20, 24, 28	20, 24, 28, 32	6, 9, 13	6, 13, 24, 32
Dicken der unteren Tragschicht in cm	0, 8, 15, 23	0, 8, 15, 23	0, 8, 15, 23	0, 8, 15, 23	0, 8, 15	0, 15
flexible Decken: ²						
Anzahl der Testabschnitte	84	84	84	84	68	64
Dicken der Verschleißschicht (Asphaltbeton) in cm	5, 8, 10	8, 10, 13	8, 10, 13	10, 13, 15	0* 3, 5, 8	3, 8, 13
Dicken der oberen Tragschicht in cm	0, 8, 15	0, 8, 15	8, 15, 23	8, 15, 23	0, 8, 15	0, 15
Dicken der unteren Tragschicht in cm	0, 10, 20	10, 20, 30	10, 20, 30	20, 30, 41	0, 10	0, 20, 41

¹ Für die Kombination aller Plattendicken ist jeweils eine Spur bewehrt und eine Spur nicht bewehrt.

² Besondere Abschnitte, die z. B. die Wirkung von befestigten Randstreifen, die Variation der Art des Unterbaues usw. erkennen lassen sollen, sind hier nicht aufgeführt. — * Oberflächenbehandlung. Maße sind zur Übersichtlichkeit im metrischen System aufgerundet.

im Zuge der vorgesehenen Trasse einer zwischenstaatlichen Schnellstraße soll sie später Bestandteil des Schnellstraßennetzes des Staates Illinois werden. Diese Versuchsstraße wird von der amerikanischen Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen (Highway Research Board) verwaltet; Auftraggeber ist die Vereinigung der amerikanischen Straßenbaubeamten. Die Gesamtkosten betragen etwa 22 Millionen Dollar, von denen rund 17,5 Millionen Dollar für die durchzuführenden Untersuchungen benötigt werden. Die Mittel werden von den einzelnen Ländern, der Bundesstraßenverwaltung (Bureau of Public Roads), dem Verband der Automobilgesellschaften und der amerikanischen Erdölindustrie aufgebracht. Das



Abb. 3. Schnellstraßennetz im Stadtgebiet von Houston/Texas.

nischer Geräte aufgezeichnet. Viele dieser Geräte, die für Spannungs-, Dehnungs- und Ebenheitsmessungen verwendet werden, sind Neuentwicklungen. Der größte Teil der Ergebnisse wird mit elektronischen Rechengeralten ausgewertet, die bei diesem Projekt eingesetzt sind oder von nahe gelegenen Hochschulen ausgeliehen werden.

Straßenprobleme in Kalifornien

Durch die schon seit langer Zeit hohe Motorisierungsziffer in Kalifornien ist die Technik des Straßenbaues, die dort in den letzten Jahren entwickelt worden ist, für andere Länder von großem Interesse. Kalifornien verfügt bereits über ein großes Netz von Stadt- und Überlandautobahnen. Neben der hohen Motorisierungszahl, die in einzelnen Gebieten das Verhältnis 1:2 (1 Kraftwagen auf 2 Einwohner) unterschritten hat, ist eine besonders starke Zunahme der Bevölkerung in diesem Staat zu verzeichnen (Tab. 3).

Tabelle 3. Entwicklung der Einwohnerzahl und des Kraftfahrzeugbestandes in Kalifornien.

Jahr	Bevölkerung	zugelassene Kraftfahrzeuge
1930	5 677 251	2 136 630
1940	6 907 387	2 990 262
1950	10 586 223	5 043 368
1958	14 752 000 (Schätzung)	7 600 000 (Schätzung)

Die jährlichen Unterhaltskosten dieser Schnellstraßen betragen in den ländlichen Gebieten ungefähr 1250,— \$/km, in städtischen Bereichen ungefähr 12 500,— \$/km. Als Vorbildlich gelten die aus längerer Erfahrung entwickelten Formen der Beschilderung für die Schnellstraßen, die die hohen Fahrgeschwindigkeiten und bei der Wegweisung die Unübersichtlichkeit der Straßenführung an mehrgeschossigen Knoten und Anschlüssen an das übrige Straßennetz berücksichtigen. Diese Erfahrungen werden jetzt an vielen anderen Stellen beim Bau von Autobahnen nutzbar gemacht.

Verwendung von elektronischen Rechenmaschinen

Für die Verkehrsplanung, für die Massenermittlung beim Trassieren und für die Berechnung von Brückenbauwerken werden in zunehmendem Maße elektronische Rechengeralte eingesetzt. Vierunddreißig staatliche Straßenbaubehörden besitzen eigene elektronische Rechenmaschinen. Die meisten anderen Straßenverwaltungen bedienen sich der Rechengeralte, die von einschlägigen Firmen ausgeliehen werden oder an Universitäten und sonstigen Instituten zur Verfügung stehen.

Die amerikanische Zentralstelle für den Straßenbau der Bundesverwaltung (U. S. Bureau of Public Roads) hat Anfang 1957 eine Sammlung von Programmen für elektronische Rechenmaschinen ins Leben gerufen, um die Entwicklung der Anwendungsmöglichkeiten elektronischer Rechenmaschinen zu fördern. So stehen bereits jetzt neunzehn Programme für die Anwendung im Straßenbau zur Verfügung, die von jeder Digitalrechenmaschine verarbeitet werden können; an anderen Programmen wird gearbeitet. Die Anwendung dieser Programme erstreckt sich von relativ einfachen Problemen bei Massenermittlungen für geplante Straßen über Trassierung, geometrische Bemessung, Bodenuntersuchungen, Vermessung, Grunderwerbsrechnungen und Verkehrsstudien bis zu höchst komplizierten Problemen im Brückenbau. Durch die hohe Arbeitsgeschwindigkeit und Vielseitigkeit elektronischer Rechenmaschinen wird das Aufstellen von Vergleichslösungen und von sehr detaillierten Entwürfen unterstützt, was zu relativ großen Einsparungen an Baukosten in der straßenbaulichen Praxis geführt hat.

Verkehrsüberwachung und -sicherung durch Funk

Die Verwendung von Funkeinrichtungen für Straßenunterhaltung und Straßenverkehr sei kurz am Beispiel des

Ohio-Turnpike, einer vor kurzem fertiggestellten gebührenpflichtigen Autobahn, erläutert.

Von einer Zentrale werden Kurzwellen ausgestrahlt, die eine Sprechverbindung mit den Polizeifahrzeugen, den Abschleppwagen, den Gebührenstationen, den Straßenmeistereien und den auf der Strecke befindlichen Fahrzeugen der Straßenverwaltung herstellen. An dieses Kurzwellennetz sind acht Straßenmeistereien entlang der Autobahn angeschlossen. Ein Sprechkanal steht für Betriebsaufgaben, einer für Verkehrsaufgaben, weitere Kanäle stehen für innerbehördlichen Verkehr, für den Fernschreiddienst und für die Straßenunterhaltung zur Verfügung. Auf einem der Kanäle werden dreimal täglich Wetterberichter geliefert und Sturmwarnungen durchgegeben. Bei Schnee und Glatteisgefahr werden die Straßenmeistereien entlang der Autobahn vorsorglich unterrichtet, um den Schneeräum- und Streudienst rechtzeitig einsetzen zu können.

Neuerdings werden auch koordinierte Signalregelungen aufeinanderfolgender Knotenpunkte — sogenannte grüne Wellen — mit Hilfe von Funk gesteuert, um die Leistungsfähigkeit der Straßen auf ein Höchstmaß zu steigern und die Grünzeiten den jeweiligen Verkehrsanforderungen anzupassen. Hierdurch können die sonst erforderlichen Kabel, die zu den einzelnen Signalanlagen führen, entfallen. Nach Bedarf werden die einzelnen Knotenpunkte einzeln oder als Gruppe gesteuert und für die Einzelknoten oder Gruppen die Programme entsprechend den schwankenden Anforderungen geändert.

Im Bezirk der Hauptstadt Washington ist für die Ausrüstung von 86 Knotenpunkten mit elektronisch gesteuerten Signalen ein Betrag von 157 000 \$ zur Verfügung gestellt worden. Bei einer Verkabelung dieser Anlage wäre ein Betrag von schätzungsweise 2 000 000 \$ erforderlich gewesen.

Funk wird weiterhin im Einsatz von Polizei-, Feuerwehr- und Rettungswagen verwendet. Diese Fahrzeuge können mit einer Sendeeinrichtung ausgerüstet werden. Wenn sich solch ein Fahrzeug einer Kreuzung nähert, kann es ein Signal aussenden, welches — am Knotenpunkt aufgefangen — dort alle Signale auf rot schaltet. Sobald das Fahrzeug den Knotenpunkt passiert hat, kehren die Ampeln in ihren normalen Zyklus zurück.

Straßengriffigkeit

Die Zunahme des Verkehrs und die hohen Verkehrsgeschwindigkeiten fordern griffig ausgebildete Straßenoberflächen. Wachsende Aufmerksamkeit wird deshalb der Ausbildung und der Erhaltung von Straßenoberflächen gewidmet, deren Griffigkeit auch bei starker Beanspruchung nicht leidet. Im September 1958 wurde an der Universität von Virginia in Charlottesville die „Erste Internationale Konferenz über Fragen der Griffigkeit von Straßenoberflächen“ in Zusammenarbeit mit der Internationalen Straßenliga und einer großen Zahl von in- und ausländischen Forschungsinstituten von Hochschulen, Verwaltungen und der Wirtschaft durchgeführt. Auf dieser Konferenz wurden alle Faktoren behandelt, die sich mit Glätteunfällen und ihrer Verhütung befassen. Ein Sonderausschuß will einen Standardreifen für die Bestimmung von Gleitbeiwerten vorschlagen, der auch die Zustimmung der Reifenhersteller finden soll.

Weiter wurde von der Konferenz empfohlen,

1. daß alle Staaten ein Programm zur Ermittlung der Unfallhäufigkeit in Abhängigkeit von der Straßenglatte für die einzelnen Straßenabschnitte aufstellen sollten. Hierzu sind außer geeigneten Meßverfahren eine laufende und eingehende Auswertung der Unfallberichte und die Angaben des ortskundigen Straßenpersonals, der Polizeikräfte sowie auch der Straßenbenutzer erforderlich,

2. daß alle Staaten besonderen Wert auf die Entwicklung von Bauverfahren legen, die die Griffigkeit der Straßenoberflächen bei Nässe auch nach längerer Inanspruchnahme durch den Verkehr gewährleisten.

Vom Highway Research Board werden wegen der Wichtigkeit der Probleme der Griffigkeit für die Verkehrssicherheit laufend Untersuchungen durchgeführt.



Arbeiten Sie mit Rundfahrt-System?

Ein angenehmer, aber seltener Zufall, wenn Baustellen nicht zu weit vom eigenen Lagerplatz entfernt sind. Ein ebenso seltener Zufall, wenn sie eng zusammenliegen. Gewöhnlich ist alles kilometerweit voneinander getrennt. Jedes Gerät, Schalhölzer und Kleinmaterial, Eimer, Balken, Wassertonnen und tausend andere Dinge müssen immer zur rechten Zeit am rechten Ort sein. Sonst verzögert sich die Arbeit. Das kann teurer werden, als das Material wert ist. Es geht nichts um ein gut funktionierendes Rundfahrt-System. Je nach Bedarf übernehmen ein, zwei oder drei VW-Pritschenwagen die Eilverbindung von Baustelle zu Baustelle. Sie bringen schnell und zuverlässig alles, was die Bauarbeiter brauchen. Sie dienen gleichzeitig der Baustellenkontrolle und führen Ersatzgeschirr, Nägel, Schrauben und anderes Kleingerät ständig mit. Dieser regelmäßige Pendelverkehr hält die Arbeit in Fluß.

Das Rundfahrt-System hat sich genauso bewährt wie der VW-Pritschenwagen. Sein niedriger Anschaffungspreis ist Ihr Vorteil und der VW-Kundendienst eine gute Mitgift. VW-Kilometer kosten wenig!



VW-Pritschenwagen:
4,2 qm große, ebene Ladefläche;
800 kg Nutzlast; abklappbare
Bordwände; abschließbares
Tresorfach von 0,65 cbm unter der
Ladefläche; Plane und Spriegel
auf Wunsch.



VW-Doppelkabine:
2,75 qm große, ebene Ladefläche;
460 kg Nutzlast; abklappbare
Bordwände; Platz für 6 Personen;
Plane und Spriegel auf Wunsch.



Volkswagenwerk GmbH
Wolfsburg

BAUSTAHLGEWEBE *in gestaffelter Bewehrung* (untere Lage) *für die Decken eines Garagen-Hochhauses*

Gezul =
2800
Kg/cm²

*schnelles
einfaches
Verlegen*

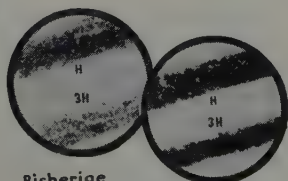
*unverschiebbare
Bewehrungslage*



BAUSTAHLGEWEBE GMBH DÜSSELDORF • RUF 5851

Die neue **STABILO** *micro* ZEICHEN-MINE

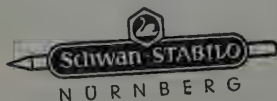
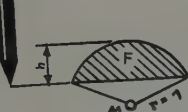
Der
Vergleich
unterm
Mikroskop



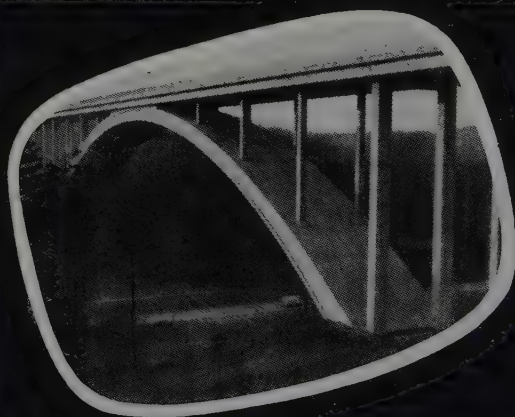
Bisherige
Graphit-Mine

Neue
STABILO-Mine

- absolut gleichmäßiger, tiefschwarzer, scharfer Strich, auch auf Zeichenfolien
- exakte, tuschähnlich klare Lichtpausen selbst in härtesten Härtegraden
- längere Haltbarkeit der Spitze durch erhöhte Bruchfestigkeit
- garantiert gleichmäßige Stufenabstände von Härtegrad zu Härtegrad



Verlangen Sie Prospekt und Probiermuster!



***PROLAN-BAUTEN** stellen sich vor...
... hier Blombachtal-Brücke

Blombachtal-Brücke

Autobahn Köln-Wuppertal
Bogen (150 m Spannweite)
und Widerlager sind

PROLAN - Beton

HANS HAUENSCHILD & G. HAMBURG-WANDSBEK

Der Bau des neuen Themse-Kraftfahrttunnels

Von Dipl.-Ing. Hellmut Droscha VDI, Frankfurt a. M.

DK 624.194 (282.242.4) : 625.712.35 : 624.138.23

Die zunehmende Verkehrsdichte erzwingt gesteigerte Inanspruchnahme der dritten Dimension bei der Um- oder Neugestaltung von Verkehrswegen. Damit werden Ingenieurbauten auch auf diesem Gebiet immer häufiger und wichtiger. Eins der größten einschlägigen Projekte, die sich gegenwärtig in Ausführung befinden, ist die Untertunnelung der Themse östlich von London, etwa zwischen den beiden kleinen Städten Dartford und Purfleet. Der Fluß ist an der betreffenden Stelle 800 m breit und fließt genau nach Osten.

Der Tunnel wird rd. 1,4 km lang sein und eine Kraftfahrstraße aufnehmen, die im Rahmen einer Großraum-

Mörtelschlamm vermag den Kies in seinen größeren Strukturen nicht hinreichend abzudichten, und in die feinsten Strukturen dringt er nicht ein.

Man arbeitete deshalb nach dem aus Frankreich stammenden „Soletanche“-Verfahren, das in etlichen Ländern vor allem beim Bau von Talsperren oder Staubecken Anwendung findet. Als Dichtungsmittel wurde hauptsächlich Betonit verwendet, ein behandelter Ton mit einem hohen Erstarrungspunkt und thixotropischen Eigenschaften; das bedeutet die Möglichkeit vorübergehender Herabsetzung der Viskosität durch Bewegung. Solches Material ist fähig, auch in sehr fein gekörnten Sand einzudringen. Der Betonit wird in verschiedenen Verhältnissen mit Portlandzement

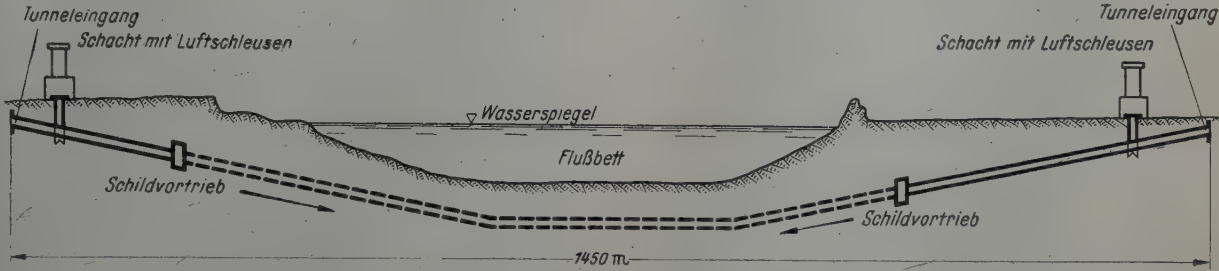


Abb. 1. Schema der Tunnelführung.

planung als neue Verkehrsader zwischen den Grafschaften Kent und Essex gedacht ist; sie soll künftig zwei in west-östlicher Richtung nördlich bzw. südlich an London vorbeiführende Autobahnen miteinander verbinden. Das Projekt (Abb. 1) ist im Grunde schon dreißig Jahre alt. Mit Vorarbeiten hatte man bereits vor Ausbruch des Krieges begonnen. Nun sollen Tunnel und Straße nach fünfjähriger Bauzeit 1962 in Betrieb genommen werden.

Die Gesamtkosten sind auf 11 Millionen Pfund Sterling (130 Millionen DM) veranschlagt. Darin sind auch alle Aufwendungen für die dort besonders wichtige Verdichtung des Baugrunds einbezogen. Dieser besteht in seinen oberen Schichten aus Schlammssand, darunter befindet sich eine 3 bis 5 m dicke Kiesschicht, und zuunterst liegt Kreide. Die Durchföhrung der Untergrundarbeiten bei Luftüberdruck verlangte eine Vorbehandlung der Kiesschicht, zum mindesten über die Bereiche hinweg, in denen sie bei der Ausschachtung durchstoßen wird. Die natürliche Luftdurchlässigkeit der Kiesschicht mußte auf ein Mindestmaß verringert werden. Da die Körnung des Kiesel dort sehr unterschiedlich — von feinem Sand bis zu 8 cm großen Quarzsteinen — und ungleichmäßig verteilt ist, kam für die Vermörtelung Portlandzement nicht in Frage, denn damit gebildeter

oder mit lösbaren Silikaten und anderen chemischen Reagenzien gemischt. Durch diese Modifizierungen läßt sich das Dichtungsmaterial der jeweiligen Bodenstruktur weitgehend anpassen. Zuerst werden die größeren Hohlräume mit einem Ton-Zement-Mörtel ausgefüllt, und erst dann läßt man aus Ton und Chemikalien gemischten Mörtel folgen, der die feineren Bodensstoffe durchdringt.

Die optimale Anwendung dieser modifizierten Dichtungsmittel verlangte ein besonderes, selektives Einbringungsverfahren (vgl. Abb. 2). In Abständen von jeweils etwa 3 m werden senkrechte Bohrungen in den Boden niedergebracht, in die man unverzüglich Rohre mit 3" (rd. 76 mm) Durchmesser einläßt, und zwar immer so tief, daß die Kreideschicht gerade berührt wird, also durch die Schlammssand- und die Kiesschicht hindurch. Dann wird in die Bohrung jedesmal ein Muffenrohr mit 1½" (rd. 38 mm) Durchmesser bis unten hin eingesetzt, anschließend der Raum zwischen den beiden Rohren mit Mörtelflüssigkeit ausgefüllt und gleichzeitig das äußere Rohr wieder herausgezogen. Das Muffenrohr ist in zwei Abschnitten rundum perforiert (Lochdurchmesser 5 mm), doch sind die Löcher durch zwei das Rohr in diesen Bereichen umhüllende, dicht anliegende Gummimanschetten normalerweise fest verschlossen. Nun wird innerhalb dieses perforierten Muffenrohres ein nach unten verschlossenes Rohr mit 1" (rd. 25 mm) Durchmesser eingeföhrt, das in seinem untersten Abschnitt ebenfalls durchlöchert ist, jedoch keine Löcher abdichtende Gummimanschette besitzt. Dieses innerste Rohr ist über eine flexible Leitung unmittelbar mit der Mörtelpumpe verbunden, und indem es gehoben oder gesenkt wird, kann man seinen perforierten Abschnitt jeweils mit einem der beiden perforierten Abschnitte des Muffenrohres auf gleiche Höhe bringen, so daß sich die Löcher des einen mit denen des anderen Rohres etwa gegenüberstehen.

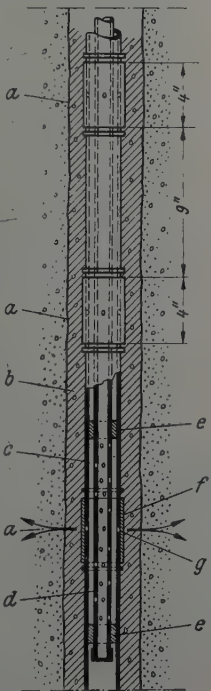


Abb. 2. Vorrichtung für das „Soletanche“-Verfahren zum Vermörteln von luftdurchlässigem Grund nach Auffüllung des hohlzylindrischen Raums mit Mörtelflüssigkeit und Herausziehen des eingebrachten Außenrohres (3" Ø). — a Einspritzabschnitt; b Mörtelauffüllung; c Muffenrohr 1½" Ø, in zwei Abschnitten perforiert; d Spritzrohr 1" Ø (mit Mörtelpumpe verbunden), unten perforiert; e Abdichtpropfen, ringförmig; f Gummimanschette am Muffenrohr; g Löcher 5 mm Ø. — Die in Zoll eingetragenen Abstände entsprechen: 4" = 102 mm; 9" = 229 mm.

Jetzt folgt der eigentliche Vermörtelungsvorgang. Die von der Pumpe geförderte Mörtelflüssigkeit tritt mit beträchtlichem Druck aus dem innersten Rohr durch dessen Wandungslöcher aus und sogleich auch durch die Löcher des umgebenden Muffenrohres hindurch, wobei sie dessen Gummimanschetten nach außen wegdrückt. Dadurch wird die vorher schon in den Außenbereich der Bohrung (außer-

halb des Muffenrohres) verbrachte Mörtelflüssigkeit nach allen Seiten in das Erdreich, also in die Kieslagen hineingepreßt, wo sie nach gewisser Zeit fest wird; der Kies ist dann gewissermaßen zementiert oder „versiegelt“. Das innerste Rohr ist unterhalb und oberhalb seines perforierten Abschnitts mit je einem ringförmigen Abdichtungspfropfen versehen, wodurch ein Entweichen von Mörtelflüssigkeit verhindert wird. Man beginnt mit den Mörtelinjektionen in der Regel am Boden der Kiesschicht und setzt sie nach oben fort. Nach jeder Injektion wird das innerste oder Spritzrohr herausgezogen und das Muffenrohr gründlich durchspült.

Die Methode ist besonders auch deshalb sehr praktisch, weil sich, wenn die Muffenrohre einmal in den Boden eingesetzt sind, wiederholte Vermörtelungen unter Varrierung der Mörtelzusammensetzung und in beliebigen Zeitabständen ohne die Kosten einer Neubohrung oder eines Wiederaufbohrens vornehmen lassen. Vor allem ist die Varrierung des Mörtelmaterials durch getrenntes Einspritzen auch in

führung vorgesehenen Bereichen durch diese Kiesbehandlung „versiegelt“ waren — Schlamm- und Kreidesand von Natur luftundurchlässig —, konnte mit den Ausschachtungen begonnen werden.

Auf jedem Ufer wurde ein senkrechter, etwa 24 m tiefer Schacht eingebracht, von dessen Sohle aus man den Stollenbau ansetzte, und zwar auf beiden Ufern etwa gleichzeitig

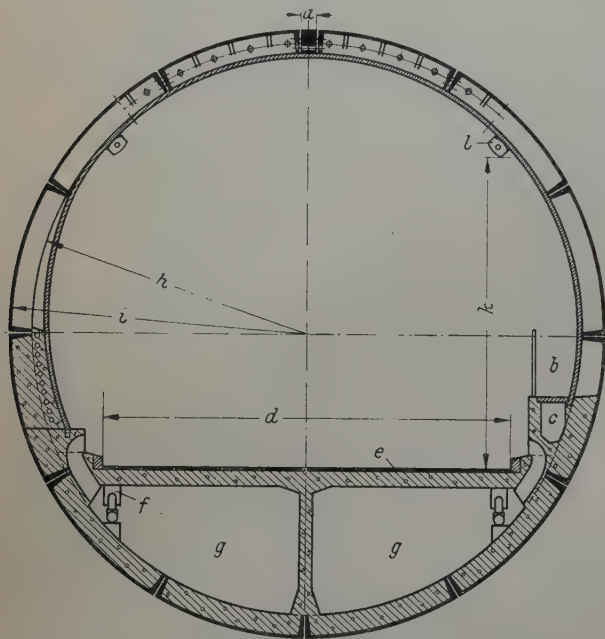


Abb. 3. Querschnitt des Tunnels samt Einbauten. — a Massivkeil zwischen den gußeisernen Tübbings; b Kontroll-Laufgang; c Wartungskanal; d Fahrbahn, 6,40 m breit; e Asphalt-Strassendecke; f Abfluß; g Belüftungskanäle; h Innenradius des Tunnels 4,30 m; i Außenradius der gußeisernen Tübbings 4,65 m; k Höhe der Beleuchtungsstreifen über Fahrbahn 4,90 m; l Beleuchtungsstreifen.

kurzen senkrechten Abständen, der jeweiligen Kiesstruktur entsprechend, möglich (Selektivverfahren). Messungen ergaben, daß die Luftdurchlässigkeit der Kieslagen an der Themsetunnel-Baustelle durch das angewandte Vermörtelungsverfahren von 0,1–3,0 m/s auf 0,1–5,0 μ /s, also etwa auf den tausendstel Wert verringert wurde. Erst nachdem die beiden Ufergelände in den für die Tunneldurch-

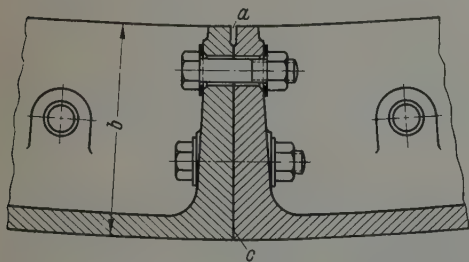


Abb. 5. Querverbindung der gußeisernen Tübbings innerhalb eines Ringes. a gefräste Dichtungsnuten; b Flanschhöhe 356 mm; c bearbeitete Stoßflächen.

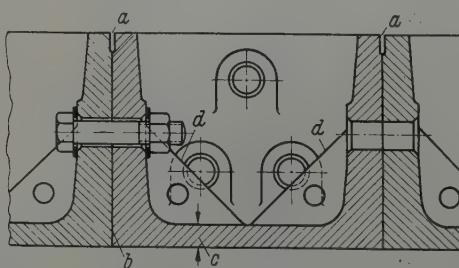


Abb. 6. Längsverbinding der gußeisernen Tübbings von Ring zu Ring. a gefräste Dichtungsnuten; b bearbeitete Stoßflächen; c Wandstärke 38 mm; d Stützecken.

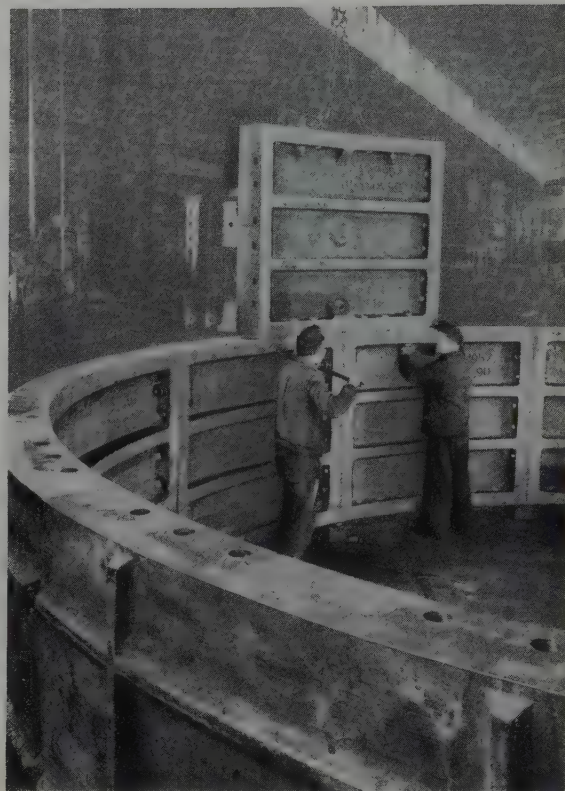


Abb. 4. Ebenso wie vor dem Einbau in den Bergwerksschacht werden die für den Themsetunnel bestimmten gußeisernen Tübbings nach Feinstbearbeitung durch Spezialfräsmaschinen schon in den Werkhallen der Gießerei zusammengepaßt, um dann, wieder in die einzelnen, sorgfältig nummerierten Segmente zerlegt, zu den Baustellen befördert zu werden.

zunächst jeweils auf den Fluß zu, unter dessen Mitte der senkrechte Abstand zwischen Tunnelsohle und Wasserspiegel bei Höchstwasserstand 33 m beträgt. Erst nach dem Durchbruch, etwa unterhalb Flußmitte, wurde der Stollenbau von den beiden Uferschächten aus landwärts, also in Richtung vom Fluß weg auf die Tunnelausgänge zu vorgenommen. Der Ausschachtungsquerschnitt (Abb. 3) ist ein Kreis von 9,30 m Durchmesser. Die Auskleidung bzw. Abstützung erfolgt durch gußeiserne Ringe, von denen jeder aus einzelnen Segmenten zusammengesetzt wird. Es handelt sich hier im Prinzip um dieselbe Methode, wie man sie bei Bergwerksschächten anwendet, nur daß dort die „Tübbings“ (so nennt man die aneinandergefügte Ringe, nach dem englischen „tubbing“, von „tub“, was Faß oder Bottich bedeutet) eine

senkrechte Säule ergeben; indem die Ringe liegen aufeinandergefügt werden während sie hier, beim Tunnel, stehend eingebaut waagrecht hintereinander anzuordnen sind. Der gußeiserne Tübbing konnte im Steinkohlenbergbau des Ruhrgebiets erst kürzlich ein ansehnliches Jubiläum feiern, es war nämlich gerade hundert Jahre her, daß dort zum ersten Mal von Deut-

schen ein Schacht mit gußeisernen Tübbings ausgebaut worden ist. Im Bergwerksschacht wie in dem entstehenden Themsetunnel sind die gußeisernen Tübbings das wichtigste Bauelement.

Für Gußeisen entschied man sich auch bei diesem Tunnelbauprojekt vor allem wegen der glücklichen Verbindung zweier Eigenschaften, auf die es hier entscheidend ankommt: Gußeisen hält nämlich nicht nur den hohen Drücken stand, sondern auch dem chemischen Angriff durch feuchte Luft, Wasser, Säuren oder dergleichen, unter deren Einwirkung andere Materialien leicht korrodieren. Insgesamt 34 000 t solche gußeisernen Tübbing-Segmente wurden für den Themsetunnel geliefert; sie waren dann auch schon mittels großer Fräsmaschinen, die man eigens zu diesem Zweck konstruiert hatte, fertig bearbeitet, denn die einzelnen Segmente, die einen Ring bilden, sowie die Ringe im ganzen müssen nach dem Zusammenbau (Abb. 4) vollkommen dicht aneinanderliegen, und das können sie nur, wenn ihre Oberflächen völlig glatt sind und die Passungen auf Bruchteile von Millimetern genau stimmen. Die gußeisernen Ringe bzw. Segmente sind teils 46 cm, teils 76 cm breit; die breitere Ausführung wird dort verwendet, wo sich der Stollen mit seinem ganzen Querschnitt in Kreide befindet. Man ordnet die Segmente symmetrisch im Stollenquerschnitt an und schließt die oben in der Mitte verbleibende Lücke mit einem Massivkeil (Abb. 3). Sowohl die Segmente als auch die Ringe werden miteinander verschraubt (Abb. 5 und 6); die Gesamtzahl der hierzu benötigten Schrauben beträgt 260 000.

Den Tunnelstollen hat man nach dem Schildvortriebsverfahren ausgeschachtet. Von einem stählernen Gerüst aus wird dessen zylindrisch geformte, vorn in eine Schneide auslaufende Stahlhaut (Abb. 7), deren Durchmesser etwas größer ist als derjenige der gußeisernen Tunnel-Tragringe, in das Erdreich hineingetrieben, und zwar durch 40 dicht an der Peripherie angesetzte hydraulische Pumpen, die sich dabei jeweils gegen den zuletzt eingebauten Tragrings abstützen. Die Pumpen sind für einen maximalen Betriebsdruck von 420 at konstruiert und können eine Gesamtschubkraft von 5000 t ausüben. Der Schild wird immer nur so weit vorgetrieben, wie der nächsteinzubauende Ring breit ist. Er stützt das Erdreich radial ab, bis der von ihm umschlossene Bereich ausgeschachtet, der nächste Ring eingebaut und der außerhalb desselben verbliebene Zwischenraum mit Erdreich wiederaufgefüllt ist. Das Schildgerüst enthält 16 über den ganzen Querschnitt verteilte offene Arbeitsbühnen (Abb. 8), von denen aus man das Erdreich mit Hilfe von pneumatischem Gerät abträgt.

Diese gesamte Ausrüstung einschließlich der „Haut“ wiegt fast 300 t. Da die einzelnen Tübbingsegmente zu schwer sind, als daß man sie von Hand einsetzen könnte, wurden am Schildgerüst außer den erwähnten Arbeitsbühnen auch zwei Montagebühnen angebaut, von denen aus sich die Segmente mittels mechanisch ausfahr- und drehbarer Arme leicht „an Ort“ bringen lassen. Der Abraum wird im unteren Teil des Schildgerüsts durch einen Entenschnabel-Schüttelförderer gesammelt, über ein stetiglaufendes Transportband von der Abbaustelle weg befördert, dann — alles das erfolgt ohne jeglichen Einsatz menschlicher Arbeitskraft — einem großen Brecher zugeführt und das von diesem zerkleinerte Material darauf in einem Rührbehälter mit Wasser zu Schlamm vermischt. Eine Hochleistungspumpe drückt diesen Schlamm durch lange Rohrleitungen zum Tunnaleingang und von dort nach oben in große Absetzbecken, die man auf beiden Ufergeländen angelegt hat. Wenn das so zutage geförderte Material — es handelt sich um 85 000 m³ — genügend entwässert ist, dient es zur Aufschüttung von Erdwällen, welche die künftige Kraftfahrstraße in den Geländeinschnitten vor den Tunnaleingängen gegen Überschwemmung bei Hochwasser schützen sollen. Der Brecher mit dem darunter befindlichen Behälter und die Schlamm-

pumpe laufen auf Schienen und werden immer, wenn der Schild wieder um etwa 50 m weiter vorgetrieben ist — eine Arbeit von jedesmal mindestens 25 Tagen —, auf den verlängerten Gleisen nachgezogen. Das Gerüst des Bandförderers ist zu diesem Zweck teleskopartig ausgebildet.

Mit diesem ganzen Abraumdörersystem hat die „Automation“ sogar unter der Themse Eingang gefunden. Außer-



Abb. 7. Ein Teil des zylinderförmigen Schilds, der durch die Kraft von 40 hydraulischen Pressen täglich drei- bis viermal um 76 bzw. 46 cm (je nach Breite der einzubauenden Tübbings) vorgetrieben wird.

dem kommt man hier ganz ohne Karren aus, deren Durchführung durch die Luftschleusen Schwierigkeiten bereiten würde. Die wegen des künstlich erhöhten Luftdrucks dicht abgeschlossenen Arbeitsräume bzw. Baustellen können ja

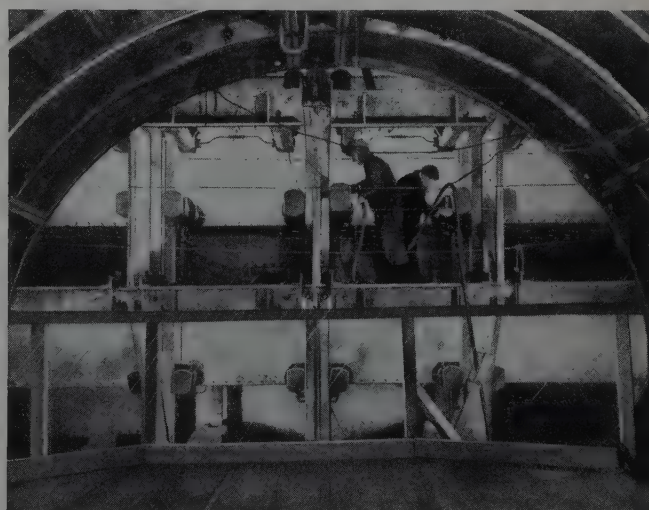


Abb. 8. Arbeitsbühnen, von denen aus das vom vorgetriebenen Schild umschlossene Erdreich mit Hilfe pneumatischen Geräts gelöst wird.

nur nach Passieren von Luftschleusen betreten werden. Jeder der beiden senkrechten Schächte enthält vier Schleusen, zwei (je einen für Menschen bzw. Material) oben am Eingang und zwei an der Sohle. Die Untertageanlagen an beiden Schachteingängen enthalten außerdem je einen Kontrollraum und Ruheräume für die Druckluftarbeiter. Von besonderem Interesse ist das hier angewandte System der automatischen Druckentlastung. Die Instrumente, welche die Druckentlastung steuern, werden nach dem an

der Tunnelbaustelle herrschenden Luftdruck und nach der Zeit eingestellt, die die betreffenden Arbeiter diesem Druck ausgesetzt waren.

An jeder der beiden Baustellen dienen zur Erzeugung der benötigten Druckluft drei mit Netzstrom betriebene Kolbenkompressoren, von denen jeder bei einer Leistungsaufnahme von 750 PS und 275 U/min 142 m³/min mit 3,16 atü liefert. Das Notstromaggregat — wiederum je Arbeitsstelle — besteht aus sechs Diesel-Kompressoren mit einer Lieferkapazität von je 27,5 m³/min mit 2,8 atü. Völlig unabhängig davon und ebenfalls gesondert an jeder Baustelle arbeiten die beiden hydraulischen Anlagen. Sie unterteilen sich jeweils in ein Hochdruck- und ein Niederdrucksystem. Die den Schildvortrieb bewirkende Hochdruckpumpe liefert — wie schon gesagt, bei einem Druck von 420 atü — 57 l/min, während eine zweite, auf 70 atü arbeitende Pumpe 250 l/min über einen hydraulischen Sammler mit einer Kapazität von rd. 300 l für die Niederdruckarbeiten des Schilds bereitstellt.

Die eingangs erwähnten Vorarbeiten, mit denen man schon vor dem Krieg begonnen hatte, bestanden im Anlegen eines „Vortunnels“ (pilot tunnel) im verkleinerten Maßstab (Abb. 9), nämlich mit einem Durchmesser von nur 3,60 m, der nun auf den endgültigen Tunneldurchmesser erweitert wird. Erst nach Vollendung des Haupttunnels wird man in etwa Viertelhöhe seines Querschnitts die Plattform für die Fahrbahn einziehen und darauf die Straße anlegen (Abb. 3). Der Raum unterhalb der Fahrbahn ist für die Frischluftzufuhr vorgesehen. Zwei Gebäude, auf jedem Ufer eins, über Tage dicht bei den Tunneleingängen errichtet, sollen die zur Belüftung dienenden Maschinen aufnehmen. Das Gebläse mit einer Leistungsfähigkeit von 18 000 m³/min wird die Luft in die bei-

den großen Unterflurkanäle des Tunnels drücken, und einige Exhaustoren werden sie nach oben wieder aus dem Tunnel herausaugen. Bei der genannten Gesamt-

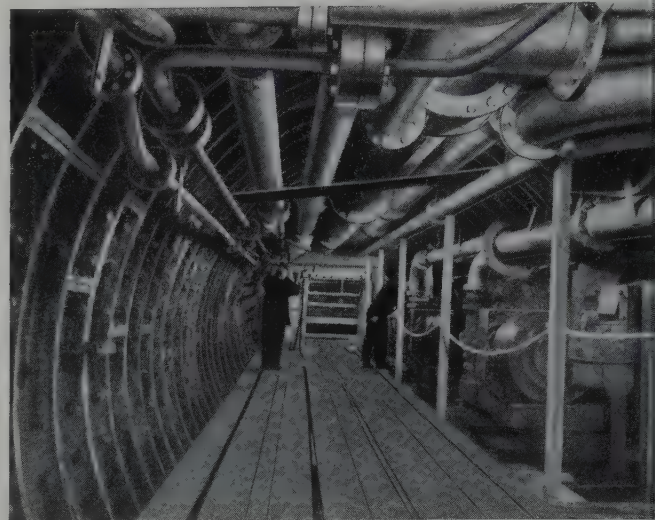


Abb. 9. Ausgebauter „Vortunnel“ im verkleinerten Maßstab, der nun zum Haupttunnel erweitert wird; die Pumpen, Kompressoren und Rohrleitungen dienen zur Versorgung der teils hydraulischen, teils pneumatischen Arbeitsgeräte und zur Erhöhung des Luftdrucks in den durch Schleusen zugänglichen Arbeitsräumen.

belüftungsmenge ergibt sich eine Frischluftzufuhr von 12 m³/min für den laufenden Meter Tunnelstraße. Man rechnet mit einer Verkehrsfrequenz von etwa 2 Millionen Kraftwagen im Jahr.

Näherung für den Umfang der Ellipse

Von H. Meincke, Oberhausen-Osterfeld

DK 513.627.25 (083.3)

Näherungsformel hierfür mit einer Höchstabweichung von 0,42 %, 0,60 % und 1,73 % findet man im Taschenbuch Hütte, 28. Aufl., Bd. I, S. 139.

Zu einer noch besseren Näherung gelangt man [1], wenn man den halben Umfang durch einen Ausdruck $2a + v$ annähert, wo die Korrektur v die Form

$$v = \frac{A \cdot b^n}{B \cdot a + C \cdot b} \quad (1)$$

hat. Die Konstanten A , B , C und n sind passend zu bestimmen. Zu diesem Zweck setzt man mit dem Verhältnis der Halbachsen $t = b/a$ ($0 \leq t \leq 1$)

$$\frac{U}{2} = \left(2 + \frac{A \cdot t^n \cdot a^{n-2}}{B + C \cdot t} \right) a \quad (2)$$

und bestimmt die Konstanten so, daß die Summe über das Fehlerquadrat genommen im Intervall 0 bis 1 ein Minimum wird, wobei unter Einbuße einer größeren Genauigkeit für eine einfache Zahlenrechnung $n = 2$ gesetzt wird.

Man erhält so mit einer Höchstabweichung von nur 0,20 % in einer einfachen Rechnung den Ellipsenumfang nach

$$\frac{U}{2} = 2a + \frac{3,41 \cdot b^2}{a + 2b} \quad (a \geq b).$$

Genauigkeitsnachweis

t	Integral (z)	Näherung (w)	Fehler
	$\frac{U}{2} = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx$	$\frac{U}{2} = 2 + \frac{3,41 \cdot t^2}{1 + 2t}$	$\psi = \frac{(z) - (w)}{(z)}$
0,0	2,00 000	2,00 000	$\pm 0,0000 \%$
0,2	2,10 120	2,09 743	$-0,1794 \%$
0,4	2,30 139	2,30 311	$-0,0747 \%$
0,6	2,55 285	2,55 800	$-0,2017 \%$
0,8	2,83 617	2,83 938	$-0,1132 \%$
1,0	3,14 159	3,13 667	$+0,1566 \%$

Literatur

1. H. Meincke: ZAMM 20 (1940) Nr. 6, S. 359.

Abgekürzte Näherungsberechnung der maßgebenden Momente von kontinuierlichen Trägern und Rahmenriegeln unter Vertikallasten

Von Dr.-Ing. H.-K. Bandel, New York

DK 624.072.23.041.62 : 624.072.334.041.62

A. Übersicht

Die besonders im Hochbau häufig notwendige Berechnung von durchlaufenden Trägern oder Rahmenriegeln für feldweise veränderliche Verkehrslasten und lokalisierte Einzellasten erfordert meist eine (den jeweiligen maßgebenden Laststellungen entsprechende) Vielzahl von Momentenausgleichsberechnungen. Im folgenden wird gezeigt, wie sich durch eine vereinfachte Bestimmung der Stützmomente die Grenzwerte der Balkenmomente in einer Ausgleichstabelle mit großer Genauigkeit und wesentlicher Zeitersparnis berechnen lassen.

Der Ausgleich der Stützmomente erfolgt in Anlehnung an das Verfahren von Kani¹. Die Vereinfachung bei der Bestimmung der Stützmomente liegt darin, daß jeweils die Momentendifferenz der Starreinspannmomente am Knotenpunkt n nur einmal ausgeglichen wird, resultierend zum Werte $M'_{i,k}$, aber unter Berücksichtigung der von den jeweiligen Nachbarpunkten übertragenen Momente $M'_{k,i}$ aus der einmaligen Drehung derselben unter deren Starreinspannmomentendifferenz für die jeweilig maßgebenden Feldlasten. Für diesen nur einmaligen Ausgleich werden im folgenden für die verschiedenen Belastungszustände die Werte

$$M'_{i,k} \text{ mit } M_{i,k}^+, M_{i,k}^{++}, M_{i,k}^{+++}, M_{i,k}^{++++}$$

und die Werte

$$M'_{k,i} \text{ mit } M_{k,i}^*, M_{k,i}^{**}$$

bezeichnet.

Nach dieser Regel des nur einmaligen Ausgleiches werden in den Abschnitten 1 bis 4 die Stützmomente bestimmt, die in den Abschnitten 1 und 3 direkt zu den zahlenmäßig größten und kleinsten Stützmomenten führen und in den Abschnitten 2 und 4 durch Überlagerung mit den Werten des statisch bestimmten Feldmomentes die Grenzwerte der Feldmomente ergeben. Im Abschnitt 5 ist eine schematische Rechenanordnung (Tabelle 1) gezeigt, die mit Hilfe der angegebenen Formeln [5.—] zeigt, daß jeweils an einer Stütze n die $M_{n,n-1}^*$, $M_{n,n-1}^{**}$ -Werte und die $M_{n,n-1}^+$ bis $M_{n,n-1}^{++++}$ -Werte einmal zu berechnen sind und diese mit dem Faktor α_n multipliziert gleichzeitig die $M_{n,n+1}^*$, $M_{n,n+1}^{**}$ -Werte bzw. die $M_{n,n+1}^+$ -Werte usw. ergeben. Mit den Grundwerten (1) bis (6) erhält man sofort die Resultatwerte (7) bis (10). Bei Vernachlässigung der dem Betrage nach kleinsten Stützen- und Feldmomente reduziert sich die Tabelle 1 zu den Werten (1) bis (6).

B. Grundzüge des Verfahrens

Sind entsprechend der Bezeichnung nach Kani¹ (siehe Abb. 1) bei Systemen aus jeweils prismatischen Stäben $\bar{M}_{i,k}$ das Moment bei Starreinspannung aus der äußeren Belastung,

$2 M'_{i,k}$ das Moment infolge Drehung des Knotens i um τ_i und $2 M'_{k,i}$ das Moment infolge Drehung des Knotens k um τ_k , so ergibt sich:

$$M'_{i,k} = \bar{M}_{i,k} + 2 M'_{i,k} + M'_{k,i}.$$

Außerdem gilt die Verteilungsregel

$$M'_{i,k} = \mu_{i,k} \left[\sum \bar{M}_i + \sum M'_{k,i} \right],$$

wobei mit den Steifigkeitszahlen $K_{i,k} = \frac{J_{i,k}}{l_{i,k}}$ der Verteilungsfaktor

$$\mu_{i,k} = -\frac{1}{2} \frac{m_{i,k} K_{i,k}}{\sum m_{i,k} K_{i,k}}$$

ist. $m_{i,k}$ nimmt die Werte 1,0 bzw. 0,75 an, je nachdem, ob das abliegende Stabende starr eingespannt oder gelenkig gelagert ist.

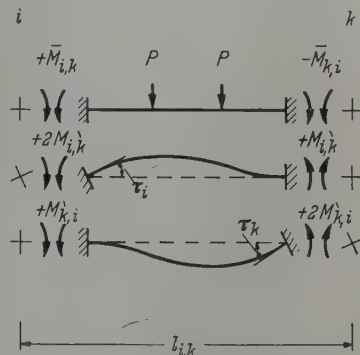


Abb. 1. Knoten- und Stabendmomente.

Wie bereits erwähnt, werden für die verschiedenen Lastfälle statt $M'_{i,k}$ nunmehr die Größen $M_{i,k}^+$ bis $M_{i,k}^{++++}$, statt $M'_{k,i}$ die Werte $M_{k,i}^*$ und $M_{k,i}^{**}$ eingeführt.

1. Maximale negative Stützmomente an der Stütze n

Der zugehörige Belastungszustand ist in Abb. 2 skizziert.

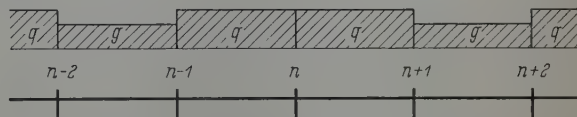


Abb. 2. Maßgebender Belastungszustand.

Mit den durch einmaligen Ausgleich der Starreinspannmomente in den Knoten $(n-1)$ und $(n+1)$ zusätzlich am Knoten n auftretenden Stützmomenten

$$M_{n-1,n}^* = \mu_{n-1,n} [g \bar{M}_{n-1,n-2} + q \bar{M}_{n-1,n}] \quad [1.01]$$

und

$$M_{n+1,n}^* = \mu_{n+1,n} [q \bar{M}_{n+1,n} + g \bar{M}_{n+1,n+2}] \quad [1.02]$$

erhält man nach den eingangs angegebenen Formeln

$$M_{n,n-1}^+ = \mu_{n,n-1} [q \bar{M}_{n,n-1} + q \bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^* + M_{n+1,n}^*] \quad [1.03]$$

und damit schließlich

$$\max S M_{n,n-1} = q \bar{M}_{n,n-1} + 2 M_{n,n-1}^+ + M_{n-1,n}^* \quad [1.04]$$

Entsprechend gewinnt man mit

$$M_{n,n+1}^+ = \mu_{n,n+1} [q \bar{M}_{n,n-1} + q \bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^* + M_{n+1,n}^*] \quad [1.05]$$

schließlich:

$$\max S M_{n,n+1} = q \bar{M}_{n,n+1} + 2 M_{n,n+1}^+ + M_{n+1,n}^* \quad [1.06]$$

Die Indizes g bzw. q deuten die verschiedenen Feldlasten nach Abb. 2 an.

Da weitere Ausgleichs die in [1.04] bzw. [1.06] gegebenen Stützenmomentenwerte betragsmäßig verkleinern würden, liegt hiermit eine obere Abschätzung der Extremalwerte vor.

¹ G. Kani: Die Berechnung von mehrstöckigen Rahmen. Stuttgart: Wittwer 1949.

2. Maximales positives Feldmoment im Feld $n, n+1$ (zugehöriger Belastungszustand siehe Abb. 3)

Nach der Superpositionsregel hat man mit den Stützenmomenten $\hat{M}_{i,k}$ für die Feldmomente

$$\max F_{M_{n,n+1}(\xi)} = {}^FqM_{(\xi)}^o - S\hat{M}_{n,n+1} \cdot \xi + S\hat{M}_{n+1,n} (1-\xi) \quad [2.01]$$

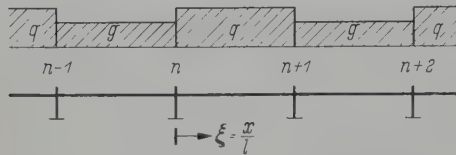


Abb. 3. Maßgebender Belastungszustand.

Für die Stützenmomente gilt hier wieder analog den Formeln des vorigen Abschnitts

$$S\hat{M}_{n,n+1} = q\bar{M}_{n,n+1} + 2M_{n,n+1}^{++} + M_{n+1,n}^{**} \quad [2.02]$$

mit

$$M_{n,n+1}^{++} = \mu_{n,n+1} [{}^g\bar{M}_{n,n-1} + q\bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^{**} + M_{n+1,n}^{**}] \quad [2.03]$$

sowie

$$M_{n-1,n}^{**} = \mu_{n-1,n} [q\bar{M}_{n-1,n-2} + {}^g\bar{M}_{n-1,n}] \quad [2.04]$$

$$M_{n+1,n}^{**} = \mu_{n+1,n} [q\bar{M}_{n+1,n} + q\bar{M}_{n+1,n+2}] \quad [2.05]$$

bzw.

$$S\hat{M}_{n+1,n} = q\bar{M}_{n+1,n} + 2M_{n+1,n}^{++} + M_{n,n+1}^{**} \quad [2.06]$$

mit

$$M_{n+1,n}^{++} = \mu_{n+1,n} [q\bar{M}_{n+1,n} + {}^g\bar{M}_{n+1,n+2} + M_{n,n+1}^{**} + M_{n+1,n+2}^{**}] \quad [2.07]$$

sowie

$$M_{n,n+1}^{**} = \mu_{n,n+1} [{}^g\bar{M}_{n,n-1} + q\bar{M}_{n,n+1}] \quad [2.08]$$

$$M_{n+2,n+1}^{**} = \mu_{n+2,n+1} [{}^g\bar{M}_{n+2,n+1} + q\bar{M}_{n+2,n+3}] \quad [2.09]$$

Auch hier erhalten wir mit [2.01] sicherlich im allgemeinen eine obere Abschätzung, da weitere Ausgleichs die Stützenmomente bei (n) und $(n+1)$ verkleinern (bzw. ihre negativen Werte vergrößern) würden.

3. Minimale Stützenmomente an der Stütze n (zugehöriger Lastfall nach Abb. 4)

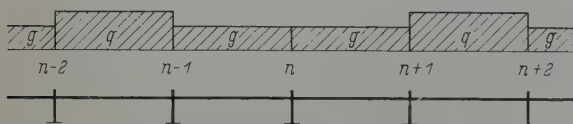


Abb. 4. Maßgebender Belastungszustand.

Hier folgen

$$\min S\hat{M}_{n,n-1} = {}^g\bar{M}_{n,n-1} + 2M_{n,n-1}^{++} + M_{n-1,n}^{**} \quad [3.01]$$

mit

$$M_{n,n-1}^{++} = \mu_{n,n-1} [{}^g\bar{M}_{n,n-1} + {}^g\bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^{**} + M_{n+1,n}^{**}] \quad [3.02]$$

sowie

$$M_{n-1,n}^{**} = \mu_{n-1,n} [q\bar{M}_{n-1,n-2} + {}^g\bar{M}_{n-1,n}] \quad [3.03]$$

$$M_{n+1,n}^{**} = \mu_{n+1,n} [{}^g\bar{M}_{n+1,n} + q\bar{M}_{n+1,n+2}] \quad [3.04]$$

bzw.

$$\min S\hat{M}_{n,n+1} = {}^g\bar{M}_{n,n+1} + 2M_{n,n+1}^{++} + M_{n+1,n}^{**} \quad [3.05]$$

mit

$$M_{n,n+1}^{++} = \mu_{n,n+1} [{}^g\bar{M}_{n,n-1} + {}^g\bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^{**} + M_{n+1,n}^{**}] \quad [3.06]$$

Auch hiermit erreichen wir eine Abschätzung nach oben (ermitteln also etwas größere als die wirklichen Stützenmomente). Da es sich hierbei im allgemeinen um negative Größen handelt, werden also mit [3.01] bzw. [3.05] be-

tragsmäßig kleinere als die tatsächlich auftretenden Werte ermittelt.

4. Minimales Feldmoment im Feld $n, n+1$ (Abb. 5)

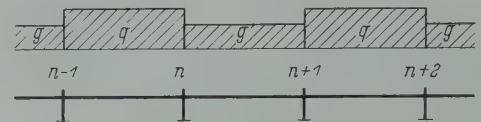


Abb. 5. Maßgebender Belastungszustand.

Analog Abschnitt 2 hat man

$$\min F_{M_{n,n+1}} = {}^FgM_{(\xi)}^o - S\check{M}_{n,n+1} \cdot \xi + S\check{M}_{n+1,n} (1-\xi) \quad [4.01]$$

mit

$$S\check{M}_{n,n+1} = {}^g\bar{M}_{n,n+1} + 2M_{n,n+1}^{++++} + M_{n+1,n}^{**} \quad [4.02]$$

$$M_{n,n+1}^{++++} = \mu_{n,n+1} [q\bar{M}_{n,n-1} + {}^g\bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^{**} + M_{n+1,n}^{**}] \quad [4.03]$$

$$M_{n-1,n}^{**} = \mu_{n-1,n} [{}^g\bar{M}_{n-1,n-2} + q\bar{M}_{n-1,n}] \quad [4.04]$$

$$M_{n+1,n}^{**} = \mu_{n+1,n} [{}^g\bar{M}_{n+1,n} + q\bar{M}_{n+1,n+2}] \quad [4.05]$$

sowie mit

$$S\check{M}_{n+1,n} = {}^g\bar{M}_{n+1,n} + 2M_{n+1,n}^{++++} + M_{n,n+1}^{**} \quad [4.06]$$

wobei

$$M_{n+1,n}^{++++} = \mu_{n+1,n} [{}^g\bar{M}_{n+1,n} + q\bar{M}_{n+1,n+2} + M_{n,n+1}^{**} + M_{n+2,n+1}^{**}] \quad [4.07]$$

$$M_{n,n+1}^{**} = \mu_{n,n+1} [q\bar{M}_{n,n-1} + {}^g\bar{M}_{n,n+1}] \quad [4.08]$$

$$M_{n+2,n+1}^{**} = \mu_{n+2,n+1} [q\bar{M}_{n+2,n+1} + {}^g\bar{M}_{n+2,n+3}] \quad [4.09]$$

sind.

5. Zusammenfassung

In der folgenden Tabelle 1 werden die entsprechenden Momente, zugehörig zu den einzelnen Belastungsfällen zusammengestellt.

Ein Vergleich der unter 1 bis 4 angegebenen Formeln zeigt, daß mit

$$\alpha_n = \frac{\mu_{n,n+1}}{\mu_{n,n-1}}$$

folgende Relationen gelten:

$$M_{n,n-1}^{**} = \mu_{n,n-1} [q\bar{M}_{n,n-1} + {}^g\bar{M}_{n,n+1}] = \frac{1}{\alpha_n} \cdot M_{n,n+1}^{**} \quad [5.01a]$$

$$M_{n,n-1}^{**} = \mu_{n,n-1} [{}^g\bar{M}_{n,n-1} + q\bar{M}_{n,n+1}] = \frac{1}{\alpha_n} \cdot M_{n,n+1}^{**} \quad [5.02a]$$

$$M_{n,n-1}^{++} = \mu_{n,n-1} [q\bar{M}_{n,n-1} + q\bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^{**} + M_{n+1,n}^{**}] = \frac{1}{\alpha_n} \cdot M_{n,n+1}^{++} \quad [5.03a]$$

$$M_{n,n-1}^{++} = \mu_{n,n-1} [q\bar{M}_{n,n-1} + {}^g\bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^{**} + M_{n+1,n}^{**}] = \frac{1}{\alpha_n} \cdot M_{n,n+1}^{++} \quad [5.04a]$$

$$M_{n,n-1}^{++++} = \mu_{n,n-1} [{}^g\bar{M}_{n,n-1} + {}^g\bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^{**} + M_{n+1,n}^{**}] = \frac{1}{\alpha_n} \cdot M_{n,n+1}^{++++} \quad [5.05a]$$

$$M_{n,n-1}^{++++} = \mu_{n,n-1} [{}^g\bar{M}_{n,n-1} + q\bar{M}_{n,n+1} + M_{n-1,n}^{**} + M_{n+1,n}^{**}] = \frac{1}{\alpha_n} \cdot M_{n,n+1}^{++++} \quad [5.06a]$$

Danach wird:

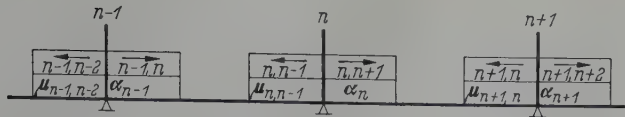
$$\max S\hat{M}_{n,n-1} = q\bar{M}_{n,n-1} + 2M_{n,n-1}^{**} + M_{n-1,n}^{**} \quad [5.07a]$$

$$S\hat{M}_{n,n-1} = q\bar{M}_{n,n-1} + 2M_{n,n-1}^{++} + M_{n-1,n}^{**} \quad [5.08a]$$

$$\min S\hat{M}_{n,n-1} = {}^g\bar{M}_{n,n-1} + 2M_{n,n-1}^{++++} + M_{n-1,n}^{**} \quad [5.09a]$$

$$S\check{M}_{n,n-1} = {}^g\bar{M}_{n,n-1} + 2M_{n,n-1}^{++++} + M_{n-1,n}^{**} \quad [5.10a]$$

Tabelle 1.



	g	$^g\bar{M}_{n-1,n-2}$	$^g\bar{M}_{n-1,n}$	$F^gM_{n-1,n}^{\circ}(\xi)$	$^gM_{n,n-1}$	$^gM_{n,n+1}$	$F^gM_{n,n+1}^{\circ}(\xi)$	$^gM_{n+1,n}$	$^g\bar{M}_{n+1,n+2}$	
	q	$^q\bar{M}_{n-1,n-2}$	$^q\bar{M}_{n-1,n}$	$F^qM_{n-1,n}^{\circ}(\xi)$	$^q\bar{M}_{n,n-1}$	$^q\bar{M}_{n,n+1}$	$F^qM_{n,n+1}^{\circ}(\xi)$	$^q\bar{M}_{n+1,n}$	$^q\bar{M}_{n+1,n+2}$	
1	*									1
2	**									2
3	+									3
4	++									4
5	+++									
6	++++									
7	$\max^S$				$\max^S M_{n,n-1}$	$\max^S M_{n,n+1}$				5
8	$\max^F$				$\hat{M}_{n,n-1}$	$\hat{M}_{n,n+1}$	$\max^F M_{n,n+1}(\xi)$	$\hat{M}_{n+1,n}$		6
9	$\min^S$				$\min^S M_{n,n-1}$	$\min^S M_{n,n+1}$				
10	$\min^F$				$\check{M}_{n,n-1}$	$\check{M}_{n,n+1}$	$\min^F M_{n,n+1}(\xi)$	$\check{M}_{n+1,n}$		

Entsprechend ergibt sich:

$$M_{n,n+1}^* = \alpha_n \cdot M_{n,n-1}^{**} \quad [5.01b]$$

$$M_{n,n+1}^{**} = \alpha_n \cdot M_{n,n-1}^* \quad [5.02b]$$

$$M_{n,n+1}^+ = \alpha_n \cdot M_{n,n-1}^+ \quad [5.03b]$$

$$M_{n,n+1}^{++} = \alpha_n \cdot M_{n,n-1}^{+++} \quad [5.04b]$$

$$M_{n,n+1}^{+++} = \alpha_n \cdot M_{n,n-1}^{+++} \quad [5.05b]$$

$$M_{n,n+1}^{++++} = \alpha_n \cdot M_{n,n-1}^{+++} \quad [5.06b]$$

und

$$\max^S M_{n,n+1} = ^q\bar{M}_{n,n+1} + 2M_{n,n+1}^+ + M_{n+1,n}^* \quad [5.07b]$$

$$\hat{M}_{n,n+1} = ^q\bar{M}_{n,n+1} + 2M_{n,n+1}^{++} + M_{n+1,n}^{**} \quad [5.08b]$$

$$\min^S M_{n,n+1} = ^g\bar{M}_{n,n+1} + 2M_{n,n+1}^{+++} + M_{n+1,n}^{**} \quad [5.09b]$$

$$\check{M}_{n,n+1} = ^g\bar{M}_{n,n+1} + 2M_{n,n+1}^{++++} + M_{n+1,n}^{**} \quad [5.10b]$$

Vor der Darstellung von Zahlenbeispielen wird in Tabelle 1 ein schematischer Überblick über die erforderlichen Rechenoperationen gegeben.

Nach Bestimmung der Starreinspannmomente sowie der statisch bestimmten Feldmomente gehen wir zur Berechnung der Größen M^* bzw. M^{**} nach [5.01] bzw. [5.02] über. Dann werden nach [5.03] bis [5.06] die Größen M^+ , M^{++} , M^{+++} und M^{++++} ermittelt, womit schließ-

lich die gesuchten Extremalschnittlasten nach [5.07] bis [5.10] hervorgehen.

C. Zahlenbeispiel

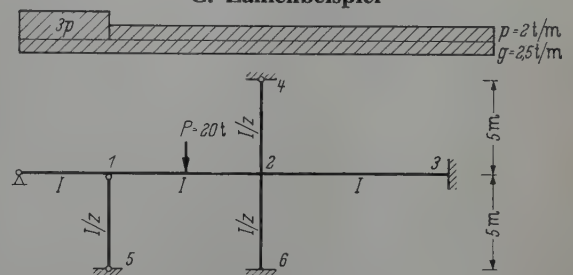


Abb. 6. System und Belastungen.

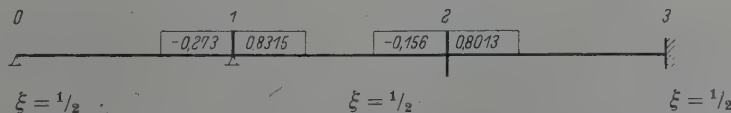
Mit den gegebenen Abmessungen nach Abb. 6 sind:

$$m_{0,1} K_{0,1} = 0,75 \cdot \frac{1}{5} = 0,150; \quad \mu_{1,0} = -0,5 \cdot \frac{0,150}{0,275} = -0,273,$$

$$m_{1,2} K_{1,2} = 1,0 \cdot \frac{1}{8} = 0,125; \quad \mu_{1,2} = -0,5 \cdot \frac{0,125}{0,275} = -0,227,$$

$$m_{2,3} K_{2,3} = 1,0 \cdot \frac{1}{10} = 0,100; \quad \alpha_1 = \frac{-0,227}{-0,273} = +0,8315$$

Tabelle 2.



g	0	+ 7,813	- 7,813	+13,333	+20,000	-13,333	+20,833	+31,250	-20,833
q	0	+26,563	-26,563	+44,000	+76,000	-44,000	+37,500	+56,250	-37,500
1	*	0		+ 3,612	- 8,214		+ 3,614	- 3,021	0
2	**	0		- 9,879	+ 3,003		- 3,770	+ 2,896	0
3	+	0		- 5,747	- 4,779		+ 2,295	+ 1,839	0
4	++	0		+ 4,641	- 9,035		+ 4,895	- 3,397	0
5	+++	0		- 0,478	- 0,397		- 1,638	- 1,313	0
6	++++	0		-10,866	+ 3,859		- 4,239	+ 3,922	0
7	$\max^S$	0		-38,057	+38,056		-47,624	+41,178	-40,521
8	$\max^F$	0	+17,922	-17,281	+29,544	+40,016	-42,424	+30,706	+20,636
9	$\min^S$	0		- 8,769	+ 8,769		-13,606	+18,207	-17,937
10	$\min^F$	0	- 6,960	-29,545	+17,281	+ 1,955	-18,808	+28,677	+ 7,943

$$m_{2,4} K_{2,4} = 0,75 \cdot \frac{0,5}{5} = 0,075; \quad \mu_{2,1} = -0,5 \cdot \frac{0,125}{0,400} = -0,156,$$

$$m_{2,6} K_{2,6} = 1,0 \cdot \frac{0,5}{5} = 0,100; \quad \mu_{2,3} = -0,5 \cdot \frac{0,100}{0,400} = -0,125,$$

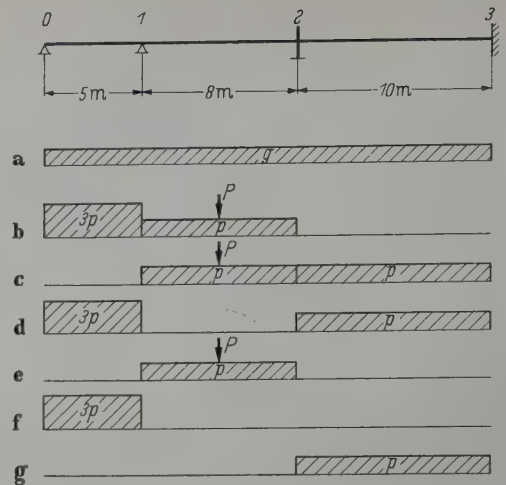
$$m_{1,5} K_{1,5} = 0; \quad \alpha_2 = \frac{-0,125}{-0,156} = +0,8013.$$

Es ergeben sich die in Tabelle 2 eingetragenen Werte. Die jeweils untersuchten Laststellungen sind aus Abb. 7 ersichtlich. In Tabelle 3 sind die Fehlerdifferenzen in % gegenüber der exakten Lösung angegeben.

Tabelle 3.

Fehlerdifferenz in %							
$\max^S$		-1 %	-1 %	-1 %	-1 %		0 %
$\max^F$	-1 %	+2 %	-2 1/2 %	+2 %	-2 %	+1 1/2 %	+1 1/2 %
$\min^S$		-1 1/2 %	-1 1/2 %		+1 %	+1 1/2 %	+6 %
$\min^F$	-5 %	-2 1/2 %	+2 %	-20 %	+3 1/2 %	-1 %	-5 %

Das aufgeführte Beispiel zeigt, wie die notwendigen 6 Momentenausgleiche Abb. 7 zur Bestimmung der maßgebenden Momente des vorliegenden Trägerbeispiels in einer Ausgleichstabelle (Tabelle 2) zusammengefaßt werden. Die Fehlerdifferenzen (Tabelle 3) sind fast durchgehend kleiner als 5 %. Nur im Falle einer kleinen Differenz großer Zahlen für das kleinste Feldmoment im Mittelfeld treten 20 % als Differenz auf. Diese Differenz ist aber wegen der Kleinheit des Absolutbetrages unbedeutend.



- I: a+b für $\max S_{M_{10}}$, $\max S_{M_{12}}$
 II: a+c " $\max S_{M_{21}}$, $\max S_{M_{23}}$
 III: a+d " $\max F_{M_{01}}$, $\max F_{M_{23}}$, $\min F_{M_{12}}$
 IV: a+e " $\max F_{M_{12}}$, $\min F_{M_{01}}$, $\min F_{M_{23}}$
 V: a+f " $\min S_{M_{21}}$, $\min S_{M_{23}}$
 VI: a+g " $\min S_{M_{10}}$, $\min S_{M_{12}}$

Abb. 7. Maßgebende Laststellungen.

Die Momente der Vertikalen ergeben sich durch Multiplikation der maßgebenden Momente mit den entsprechenden Verteilungszahlen.

Wechselnde Kräfte bei Bauwerken

Von Dr.-Ing. J. Geiger, Augsburg

DK 624.042.8 : 699.842 : 534 : 531.36

Während jedes wichtige Gebäude heute statisch bis in die geringsten Einzelheiten sorgfältig berechnet und geprüft wird, geschieht nach der dynamischen Seite, d. h. wenn wechselnde Kräfte auftreten, gewöhnlich nichts als höchstens eine der Wirklichkeit oft nicht entsprechende ganz rohe Schätzung. Soweit die zeitlich wechselnden Kräfte nur ganz geringfügig sind, ist dieses Vertrauen auf einen glücklichen Zufall verständlich, nicht dagegen bei Industriebauten mit laufenden Kraft- und Arbeitsmaschinen.

Nach den jahrzehntelangen Erfahrungen des Verfassers kommt es bei wechselnden Kräften in der weitaus überwiegenden Mehrzahl der Fälle darauf an, die sogenannte Resonanz zwischen den Frequenzzahlen dieser wechselnden Kräfte und den Eigenfrequenzen des Bauwerkes zu vermeiden. Das Problem ist also wesentlich anderer Art als die statische Berechnung der einzelnen Beanspruchungen durch ruhende Lasten. Es hängt dies damit zusammen, daß durch Resonanz eine Aufschaukelung der Formänderungen und der Beanspruchungen gegenüber der statisch wirkend gedachten Kraft nicht etwa nur auf das Doppelte, sondern nachgewiesenermaßen auf das 40- und sogar auf das 120fache eintreten kann, so daß auch verhältnismäßig kleine wechselnde Kräfte große Beanspruchungen erzeugen können.

Man wird sogleich einwenden, ein Ziegelmauerwerk sei doch nicht eine Uhrspiralfeder und habe eine viel größere innere Reibung, der zufolge eine sehr starke Aufschaukelung nicht zu erwarten sei. Deshalb sei bemerkt, daß zwar die 120fache Aufschaukelung nur bei gewissen Stahlsorten, die 40fache aber bereits bei Ziegelmauerwerk meßtechnisch festgestellt wurde.

Diese große Aufschaukelung erklärt sich dadurch, daß bei den meisten unserer Baustoffe die innere Reibung, die sogenannte Hysterese, von einer hohen Potenz der Beanspruchung abhängt. Wenn die erregende wechselnde Kraft

nur ziemlich klein ist, so ist also bei der durch sie erzeugten Wechsellastspannung die Hysterese ebenfalls klein, weshalb sich die Ausschläge stark aufschaukeln können.

Die erste Aufgabe ist

die zahlenmäßige Ermittlung der wechselnden Kräfte in bezug auf ihre Größe und Frequenz

Man wird in erster Linie an Kräfte denken, welche mit der Drehzahl der Maschine wechseln. Solche sind z. B. die Fliehkräfte, welche man durch gute statische und dynamische Auswuchtung möglichst klein hält; ferner die freien Massenkräfte von Kurbeltrieben, wie sie insbesondere bei Kolbenmaschinen, aber auch z. B. bei Webstühlen oder Sägegattern eine erhebliche Rolle spielen.

Mit besonderem Nachdruck muß jedoch darauf hingewiesen werden, daß im Einzelfall immer eine gründliche Kenntnis der Eigenheiten des Antriebs notwendig ist. Sind die Fälle durchaus nicht selten, in welchen je Umdrehung zweimal wechselnde Massenkräfte eine viel größere Rolle gespielt haben, obwohl diese Kräfte beim Einkurbeltrieb gewöhnlich nur etwa den fünften Teil der einmal mit der Drehzahl wechselnden Massenkräfte betragen. Wenn aber ihre Wechselzahl mit einer Eigenfrequenz eines Bauwerkes zusammenfällt, kann es erfahrungsgemäß trotzdem zu sehr störenden Schwingungen kommen, während die einmal je Umdrehung wechselnden Kräfte sich so gut wie gar nicht bemerkbar machen.

Bei gewissen Webmaschinen spielen dreimal je Umdrehung wechselnde Kräfte die Hauptrolle und sind bei weitem stärker als die im Takt der Drehzahl wechselnden. Bei den sogenannten Cottonmaschinen ist je nach der durch den Arbeitsprozeß bestimmten Form der Antriebsnocken die wichtigste Wechselzahl ein noch wesentlich höheres Vielfaches der Drehzahl.

Wie der Verfasser bereits früher [1] gezeigt hat, können noch weitere wechselnde Kräfte in Frage kommen, und

zwar nicht nur bei Industriebauten. So zählen Kirchtürme keineswegs zu Industriebauten. Durch das Läuten der Glocken entstehen aber wechselnde Kräfte, welche einmal bzw. dreimal, fünfmal, siebenmal usf. je Glockenschwingung wechseln. Es hat gerade in neuester Zeit einige Fälle gegeben, in welchen diese beim Läuten entstehenden wechselnden Kräfte nicht nur zu offenkundig unzulässigen Schwingungen, sondern auch zu gefährlichen Rissen im Mauerwerk führten, und zwar waren es meistens Kräfte, welche im dreifachen Takt der Glockenpendelung wechselten.

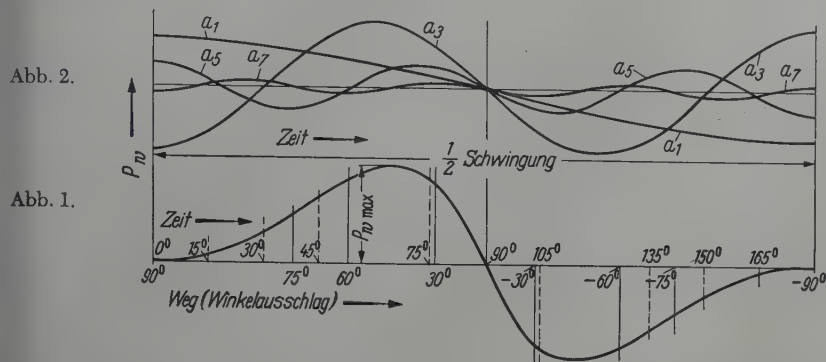


Abb. 1. Abhängigkeit der waagrechten von einer Glocke ausgeübten Kräfte von der Zeit (nicht vom Winkelausschlag) für einen Winkelausschlag $\pm 90^\circ$.

Abb. 2. Harmonische Analyse dieser Abhängigkeit. Dargestellt sind die erste, dritte, fünfte und siebente Harmonische.

Der Laie ist sehr geneigt, als selbstverständlich anzunehmen, daß bei einer Glocke beim Läuten nur waagrechte Kräfte auftreten, welche im gleichen Takt wie die Glockenschwingung wechseln. Wie unrichtig diese Anschauung ist, geht für den Fall, daß die Glocke Winkelausschläge von $\pm 90^\circ$ macht, aus den Abb. 1 und 2 hervor. Abb. 1 zeigt abhängig von der Zeit — also nicht vom Weg oder Winkelausschlag — den Verlauf der waagrechten von der Glocke ausgeübten Kräfte für eine halbe Schwingung. Man sieht auf den ersten Blick, daß es sich hier bei weitem um keinen sinusförmigen Verlauf handelt. Abb. 2 zeigt die harmonische Analyse dieses Kurvenverlaufs. a_1 ist die einmal je Glockenschwingung wechselnde waagrechte von der Glocke ausgeübte Kraftkomponente; a_3 die dreimal, a_5 die fünfmal und a_7 die siebenmal so rasch wechselnde Kraftkomponente. Die noch rascher wechselnden sind wegen ihrer geringen Größe und zur Vermeidung des Anscheins besonders großer Genauigkeit weggelassen. Da die Glocke ein Pendel ist und die Pendelschwingung gerne als Typus für eine reine harmonische Schwingung gilt, sei auf die Größe dieser höheren Ordnungen mit allem Nachdruck hingewiesen. Ein Pendel macht nur dann reine Sinusschwingungen, wenn es sich um kleine Winkelausschläge von ein paar Grad handelt. Hier aber ist die dritte Ordnung nicht nur nicht kleiner als die Grundschwingung, sondern um 34 % größer, und sogar die siebente Ordnung beträgt noch über ein Siebentel der Grundschwingung.

Macht die Glocke kleinere Winkelausschläge, so ändern sich natürlich die Größen der einzelnen Glieder sowohl absolut wie auch ihr Verhältnis zueinander.

Man sieht aus diesem scheinbar äußerst einfachen Fall einer pendelnden Glocke, daß man die Eigenheiten des betr. Organs genau kennen und zahlenmäßig feststellen muß.

Ein anderer Fall aus der Praxis bezieht sich auf eine große 24,3 m dicke Stauwand aus Stahlbeton (Abb. 3), bei welcher die störenden Schwingungen der Stauwandblöcke durch Wirbelablösung des Wassers im Saugkanalkrümmern hervorgerufen wurden. Die Frequenz der Wirbelablösung wurde hierbei nicht durch die Drehzahl, sondern durch die Belastung der Wasserturbinen, d. h. durch die Menge des

sekundlich durchströmenden Wassers bestimmt. Bei einer bestimmten Belastung stimmte diese Frequenz der Wirbelablösung mit der Biegeeigenfrequenz 1. Grades des Stauwandblockes zusammen, wodurch infolge der Resonanz eine starke Aufschaukelung entstand.

Die zweite wichtige Aufgabe ist die richtige

Vorausberechnung der Eigenschwingungszahlen des Bauwerks

Es sei zunächst darauf hingewiesen, daß bereits ein einfacher Stab völlig gleichmäßigen Querschnitts unend-

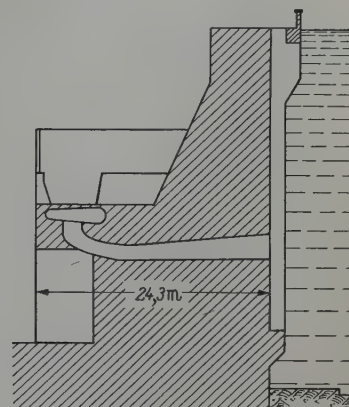


Abb. 3. Stauwandblock aus Stahlbeton mit rechteckig gekrümmtem Saugrohr.

lich viele Biegeeigenfrequenzahlen in bezug auf die beiden senkrecht zur Stabachse verlaufenden Querrichtungen hat, daß er dazu noch unendlich viele Torsionseigenfrequenzahlen und ebenso viele Längseigenfrequenzahlen für die Zug-Druck-Schwingungen in Richtung der Stabachse besitzt. Bei unseren Bauwerken kann man freilich damit nicht viel anfangen; denn einerseits liegt das Problem wesentlich einfacher, andererseits aber auch wieder schwieriger.

Es liegt einfacher, weil man in der Mehrzahl der Fälle es nur mit der niedrigsten Biegeeigenfrequenz — in selteneren Fällen auch mit der 2. oder 3. Grades — zu tun hat und weil man bei guter Kenntnis der minutlichen Taktzahlen der erregenden Kräfte weiß, in welcher Frequenzgegend man ein Bauwerk auf seine Eigenschwingungen hin untersuchen muß.

Es liegt aber andererseits wieder schwieriger, weil unsere Bauwerke wesentlich verwickelter sind als ein gerader Stab gleichmäßigen Querschnitts. So verjüngt sich bereits ein einfacher Fabrikamin von unten nach oben in irgendeiner Weise und außerdem ruht er gewöhnlich auf einem nachgiebigen Untergrund, kann also keineswegs als unten fest eingespannt angesehen werden.

Ein Kirchturm verjüngt sich von unten nach oben in einer verwickelteren Form und ist außerdem noch mit mehr oder weniger großen Unterbrechungen in Form von Fenstern und Schallöchern versehen. Außerdem besitzt er ziemlich weit von oben eine erhebliche zusätzliche Masse in Form des Glockenstuhls samt Glocken, Läutwerk und Armaturen.

Die Decke eines Industriegebäudes ist nach beiden waagrechten Richtungen ausgedehnt und bildet mit den Gebäudemauern und evtl. den sie stützenden Säulen ein Ganzes. Die Berechnung der Eigenschwingungszahlen einer solchen Decke würde zu völlig unbrauchbaren Ergebnissen führen, wenn man sie an ihren Rändern entweder frei aufliegend oder fest eingespannt annehmen würde.

Wie man bei der Berechnung der Eigenschwingungszahlen von turmartigen Bauwerken vorgehen hat, wurde vom Verfasser bereits früher [1] gezeigt. Daß man dabei nicht etwa nur die Biegeeigenfrequenz 1. Grades, sondern auch jene höherer Grade, und zwar nicht etwa nur

nachträglich, sondern im voraus richtig ermitteln kann, dafür dient folgender Fall als Beweis:

Bei einem freistehenden Kamin in einer Ziegelei in Straubing, der 50 Meter hoch werden sollte, traten bei 20 m Bauhöhe so starke Schwingungen auf, daß die Kaminbauer wegen schlechten Abbindens des Mörtels infolge der Schwingungen den Weiterbau ablehnen wollten. Die Schwingungen wurden durch eine in der Nähe laufende Dampfmaschine hervorgerufen und durch das Erdreich übertragen. Am Maschinenfundament und insbesondere am Erdreich war nichts zu fühlen. Der Verfasser stellte fest, daß es sich hier um die Biegeeigenfrequenz 1. Grades des Kamins handelte. Er empfahl nicht nur überhaupt, sondern möglichst rasch weiter zu bauen, machte aber darauf besonders aufmerksam, daß bei 47 m Höhe wieder starke Schwingungen eintreten würden, weil bei dieser Höhe Resonanz zwischen den schwachen von der Dampfmaschine ausgehenden Erdbodenschwingungen und der Biegeeigenfrequenz 2. Grades des Kamins vorliege. Dies trat auch beginnend bei fast 46 m Höhe und mit dem Größtwert bei gerade 47 m ein, worauf der Verfasser empfahl, möglichst rasch bis zur endgültigen Höhe von 50 m weiterzubauen. Bei letzterer waren die Schwingungen so gut wie ganz verschwunden.

Für die verlässliche Vorausberechnung der Eigenfrequenzen ist aber auch die richtige Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Baugrundes Voraussetzung, welche reichliche an Hand von Messungen gewonnene Erfahrung bei verschiedenen Baugründen voraussetzt.

Bei der Berechnung der Eigenschwingungszahlen einer Gebäudedecke ist zunächst zu beachten, daß die Decken in den meisten Fällen nur nach einer Richtung hin gespannt sind — also nicht nach den beiden senkrecht zueinander stehenden Richtungen — und daß der Einfluß in der zur Spannungsrichtung senkrechten Richtung auf die Lage der Eigenschwingungszahlen nur recht gering ist. Dies vereinfacht die Aufgabe wesentlich.

Andererseits ist es aber unbedingt notwendig, die Decke nicht für sich zu betrachten, sondern bei der Berechnung ihren Zusammenhang mit den Wänden und den evtl. vorhandenen Stützsäulen zu berücksichtigen. In zwei neueren Arbeiten des Verfassers [2], [3] wurde gezeigt, wie man bei portalförmigen Bauten vorzugehen hat. Diese Arbeiten dienen als Grundlage. Eine Decke mit den sie stützenden Gebäudelängsmauern kann als portalförmiges Bauwerk aufgefaßt werden, wenn man den Einfluß der Quermauern an beiden Enden vernachlässigen darf. Dies ist zwar nicht ganz der Fall. Man kann aber, wie Messungen an ausgeführten Bauwerken und ihr Vergleich mit der Berechnung zeigen, diesen Einfluß wenigstens für längliche Decken genügend zuverlässig ermitteln, wenn es sich nicht gerade um das in der Regel ziemlich unbedenkliche Schwingungsverhalten der Decke ganz in der Nähe dieser Querwände handelt.

Für den Fall, daß die Decke nicht freitragend ist, sondern außer durch die beiden Längswände durch eine oder zwei oder auch sehr viele Säulenreihen unterstützt ist, läßt sich ebenfalls die Berechnung der Biegeeigenschwingungszahlen einer solchen Decke unter Berücksichtigung der Elastizität der Längswände und derjenigen der Stützsäulenreihen durchführen, wie der Verfasser an Hand von Schwingungsmessungen in mehreren Fällen nachweisen konnte.

Eine solche Decke liegt aber nicht frei im Raum, sondern ist außer ihren Stützmauern und -säulen mit einem Dach versehen, das von den Längswänden getragen wird. Der über die Decke hinausragende Teil der Längswände und das Dach selbst beeinflussen durch ihre Masse und ihre elastischen Eigenschaften die Eigenschwingungszahlen der Decke, so daß auch dieser allerdings nicht sehr bedeutende Einfluß berücksichtigt werden sollte. Die Anführung der vom Verfasser für diese verschiedenen Fälle

entwickelten Berechnungsverfahren würde an dieser Stelle zu weit führen.

Es ist heute wirklich nicht mehr zu verantworten, bei Industriebauten, in welchen Maschinen laufen, bei Kirchtürmen und anderen Bauwerken, bei welchen wechselnde Kräfte auftreten, auf die Vorausberechnung der Eigenschwingungszahlen zu verzichten. Es ist dies um so widersinniger, wenn bei der statischen Berechnung mit der bekannten Sorgfalt vorgegangen wird.

Vielleicht wird darauf hingewiesen werden, daß die Fälle, in denen ein Einsturz vorgekommen ist, sehr selten sind. Das hat zunächst seinen Grund darin, daß man im Bauwesen mit einer wesentlich höheren Sicherheit als im Maschinenbau oder gar im Flugzeugbau rechnet. Dazu kommt, daß bei wechselnden Beanspruchungen die Einzelbeanspruchung gewöhnlich ziemlich klein gegenüber den durch die statischen Lasten verursachten Beanspruchungen ist. Bei den wechselnden Beanspruchungen spielt aber im Gegensatz zu den statischen die Zeit oder genauer ausgedrückt die absolute Wechselzahl, mit welcher die Wechselspannung auf den Bauteil einwirkt, die ausschlaggebende Rolle. Wirkt sie nur einige tausendmal, so kann man dem Bauteil eine ziemlich hohe Wechselspannung zumuten. Bekannt sind die Wechselspannungsschaubilder, welche angeben, welche Wechselspannung ein Bauteil gerade noch ertragen kann, wenn er gleichzeitig einer bestimmten statischen Spannung unterworfen wird. Diese Wechselspannungsschaubilder sind insbesondere für die verschiedensten Stahlsorten aufgestellt worden und haben sich als außerordentlich nützlich erwiesen. Sie beziehen sich sämtlich auf die Zahl von 10 Millionen Lastwechsel. Das darf aber nicht zur Annahme verleiten, daß ein Baustoff, der eine bestimmte Wechselbeanspruchung 10 Millionen mal ausgehalten hat, diese Beanspruchung über diese Wechselzahl hinaus beliebig oft ertragen kann; man muß vielmehr, je höher die für die in Aussicht genommene Lebensdauer sich ergebende Lastwechselzahl ist, die Wechselbeanspruchung um so niedriger wählen. Dabei ist zu beachten, daß häufig die 10 Millionen in einer nicht allzu langen Zeit erreicht werden. Ist z. B. die minutliche Lastwechselzahl nur 300 und ist die Maschine während 300 Tage im Jahr je 10 Stunden lang in Betrieb, so sind in einem Jahr 5,4 Millionen Lastwechsel erreicht. Man braucht sich also nicht zu wundern, wenn im Laufe einiger Jahre Schäden eintreten, auch wenn im ersten Jahr alles einwandfrei war. Bei einem Bauwerk wird man allerdings, wenn starke Schwingungen auftreten, sich gewöhnlich veranlaßt sehen, irgendwie abzuweichen, sei es durch teure Versteifungen, Umbauten oder auch durch Verlagerung der betreffenden Maschinen in ein anderes Gebäude. Bevor wir auf andere bessere Maßnahmen eingehen, sei die

Messung der Eigenschwingungszahlen eines Bauwerkes

erörtert. Etwas naheliegend erscheint es, einen sogenannten Schwinger aufzustellen, der sinusförmig verlaufende Massenkkräfte erzeugt, und mit ihm durch einen möglichst großen Drehzahlbereich hindurch zu regulieren. Hierbei ist zu beachten, daß die Belastung z. B. der zu untersuchenden Decke sowohl nach Größe wie nach Lage dieselbe sein soll wie bei den später aufzustellenden Maschinen.

Das Fallenlassen eines Gewichtes ist, soweit es sich um Lotrechtschwingungen handelt, ein anderes Verfahren, dem aber weniger das Wort zu reden ist, weil 1. hierbei die Schwingungen gewöhnlich rasch erlöschen, so daß man nur wenig Schwingungen zur Ermittlung der Eigenschwingungszahl zur Verfügung hat, weil 2. hierbei meistens nicht nur die Biegeeigenschwingungszahl 1. Grades, sondern auch jene höherer Grade mit erregt werden, so daß sich ein verwinkeltes Bild ergibt, das zudem bez. der Stärke der höheren Eigenschwingungszahlen von der Lage der Stoßstelle stark abhängig ist und 3. weil es bei den wichtigen Waagrechtschwingungen nicht anwendbar ist.

Eine andere Möglichkeit besteht darin, die bereits aufgestellte Maschine mit verschiedenen Drehzahlen laufen zu lassen. Bei genauer Kenntnis der Massenkräfte dieser Maschine ist es hierbei nicht notwendig, die Drehzahl in sehr weiten Grenzen zu ändern. Aus einer Berechnung der Eigenschwingungszahlen muß man aber zuvor wenigstens ganz roh deren ungefähre Lage kennen, soweit sie in den Betriebsbereich fallen.

Eine vierte Möglichkeit ist dann gegeben, wenn in dem Bauwerk bzw. auf der gleichen Decke Maschinen mit verschiedenen Drehzahlen laufen. Hat man von jeder dieser Maschinen die freien Massenkräfte und — falls notwendig — auch die freien Massendruckmomente zuverlässig ermittelt, so kann man aus der Messung der Schwingungsausschläge an den wichtigsten Stellen des Gebäudes bzw. der Decke rasch die Aufschaukelung, die durch jede wechselnde Kraft bestimmter Frequenz hervorgerufen wird, bestimmen. Aus der Aufschaukelung läßt sich aber zuverlässig die Eigenschwingungszahl ermitteln. Als Beispiel sei der einfache Fall eines elastischen Systems mit nur einer Masse und infolgedessen nur einer Eigenschwingungszahl angeführt:

Ist man genügend weit mit dieser Eigenschwingungszahl von der von der Maschine ausgehenden erregenden Frequenz der Massenkräfte entfernt, so spielt nämlich der Einfluß der Dämpfung also der Hysterese im Baustoff keine Rolle. Die Ausschläge (a) müssen dann in Abhängigkeit von der Frequenz (n) bzw. der Drehzahl nach der Beziehung

$$a = \frac{a_{\text{stat}}}{1 - \left(\frac{n}{n_e}\right)^2}$$

zu- oder abnehmen, wobei a_{stat} die bei statisch gedachter Einwirkung der erregenden wechselnden Kraft P sich ergebende Größe des Ausschlags und n_e die Eigenfrequenz des Systems ist. Bei Systemen mit mehreren Eigenschwingungszahlen, wie sie Bauwerke darstellen, gilt dasselbe. Erst wenn man bei diesen erheblich über der ersten Eigenschwingungszahl des Gebäudes oder der Decke sich befindet und sich der zweiten oder gar einer höheren nähert, werden die Verhältnisse verwickelter, worauf wir aus Raumgründen nicht eingehen.

In einiger Nähe der Eigenschwingungszahl spielt aber die innere Reibung im Bauwerk eine um so größere Rolle, je näher man sich mit der Frequenz der Erregung bei dieser Eigenschwingungszahl befindet. Kennt man jedoch aus anderen Messungen bei Bauwerken aus dem gleichen Baustoff dessen Hysterese oder wenigstens die Aufschaukelung im Fall der Resonanz, so kann man recht zuverlässig aus der Zunahme der Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz die Lage der betr. Eigenschwingungszahl des Bauwerkes ermitteln.

Auch wenn es sich nicht um laufende Maschinen, sondern z. B. um Kirchenglocken handelt, kann man ganz ähnlich vorgehen. Beispiel: In einem Kirchturm seien vier verschiedene Glocken mit Pendelzahlen von 27, 29, 30 und 31,5, wobei für jede Glocke die waagrechte, einmal im Takt der Glockenpendelung wechselnde sinusförmige Massenkraftkomponente zuverlässig berechnet sei. Da die Zahlen recht eng beisammen liegen, läßt sich leicht feststellen, wie nahe die Biegeeigenschwingungszahl des Turmes bei diesen Pendelzahlen liegt. Nehmen, jeweils umgerechnet auf gleiche Massenkraft, die Schwingungsausschläge des Turmes mit zunehmender Frequenz zu, so liegt sie über der höchsten Pendelzahl, nehmen sie ab, so liegt sie darunter. Nehmen sie von 27 auf 29/min zu, von 30 auf 31,5/min aber ab, so liegt die Biegeeigenschwingungszahl zwischen 29 und 30/min. Aus der Steilheit der Kurve bei Zu- und der Abnahme ist es nicht besonders schwer, die Eigenschwingungszahl noch genauer festzulegen.

Bei den beiden erstgenannten Fällen, also andauernde Zu- oder Abnahme wird man einwenden, daß damit die genaue Lage der Biegeeigenschwingungszahl des Turmes noch nicht ermittelt ist. Dies ist zwar vom theoretischen Standpunkt aus vollkommen richtig; praktisch interessieren aber nur solche Fälle, bei denen die Biegeeigenschwingungszahl in ziemlicher Nähe der Schwingungszahl einer erregenden Kraftkomponente liegt und sich dadurch eine ziemlich große und damit bedenkliche Aufschaukelung ergibt.

Für die Vorausberechnung der einzelnen Eigenschwingungszahlen eines Bauwerkes spielt natürlich die praktische Erfahrung, welche sich auf viele Meßergebnisse und ihren Vergleich mit der theoretischen Untersuchung bezieht, eine sehr erhebliche Rolle. Sie ermöglicht es namentlich, die verschiedenen beachtlichen Nebeneinflüsse, z. B. insbesondere des Baugrundes oder aber von kleineren Anbauten oder Durchbrechungen, zahlenmäßig richtig einzusetzen. Wenn es sich um verwickelte unregelmäßige Grundrisse und ähnliches handelt, ist aber Vorsicht am Platze. Desgleichen, wenn es sich um ausnehmend hohe Drehzahlen handelt, für welche zuvor Erfahrungen noch nicht vorliegen und bei denen mit dem Auftreten von Eigenschwingungen 2. oder 3. Grades zu rechnen ist. So hatte der Verfasser für das Fundament einer Dampfturboanlage mit 16 000 Umdr./min die Vorausberechnung durchgeführt. Dabei wurde die Lotrechtbiegeeigenschwingungszahl 2. Grades nach Rechnung zu 21 000/min und die Waagrechtbiegeeigenschwingungszahl 2. Grades zu 19 450/min ermittelt. Der Verfasser hatte gewisse Änderungen vorgeschlagen, um zu dieser günstigen Lage der Eigenschwingungszahlen zu kommen. Bei der Messung wurde die Drehzahl vorübergehend um ca. 10 % gesteigert. An Hand der Meßergebnisse konnte die Richtigkeit der Vorausberechnung zuverlässig ermittelt werden.

Anlagen, bei welchen auf ein und derselben Decke Maschinen mit beträchtlichen freien Massenkräften, aber mit stark verschiedenen Drehzahlen laufen, sind im allgemeinen wenig zu empfehlen, wie folgendes Beispiel zeigt:

Auf einer Decke laufen vier verschiedene Webstuhlgruppen normaler Bauart, deren Drehzahlen 100, 125, 150 und 175/min betragen. Von ihnen gehen einerseits Massenkräfte aus, welche mit diesen Frequenzzahlen wechseln; andererseits aber auch solche, welche doppelt so rasch, also mit 200, 250, 300 und 350/min wechseln. Hier ist es etwas schwierig, die in Frage kommenden Eigenschwingungszahlen des Bauwerks so zu legen, daß sie entweder unter 100/min oder genügend über 350/min liegen.

Wenn man hier nicht davon absieht, Maschinen mit stark verschiedenen Drehzahlen in verschiedenen Gebäuden oder wenigstens verschiedenen Geschossen aufzustellen, so kommen andere

Maßnahmen zum Beseitigen der Massenkräfte

in Frage. Z. B. können sogenannte Ausgleicher an der jeweiligen Maschine selbst angeordnet werden. Solche sind bereits mit bestem Erfolg bei Kraft- und Arbeitsmaschinen, z. B. Webstühlen, ausgeführt worden und haben sich im jahrelangen Betrieb voll bewährt. Hierbei ist es gar nicht notwendig, alle Maschinen eines Saales mit solchen Ausgleichern auszustatten; man sucht sich jene heraus, welche auf die Schwingungen des Gebäudes den größeren Einfluß haben. Dieser Einfluß ist nämlich je nach dem Aufstellungsort der Maschine auf der Decke stark verschieden. So genügte es in einem Falle, von 54 im gleichen Geschöß aufgestellten Webstühlen nur 12 mit einem solchen Ausgleicher zu versehen, um die Schwingungen auf ein zulässiges Maß zu verringern. Abb. 4 stellt einen solchen Ausgleicher [4] vor Einbau in den Webstuhl dar.

Eine andere neuartige, aber bereits mit gutem Erfolg erprobte Möglichkeit der Beseitigung gefährlicher Schwingungen mittels besonders angeordneter Pendel, welche insbesondere bei Kirchtürmen in Frage kommt, zeigt Abb. 5 für eine große Kirche in Mannheim. Der Fall war hier insofern besonders bedenklich, als bereits große

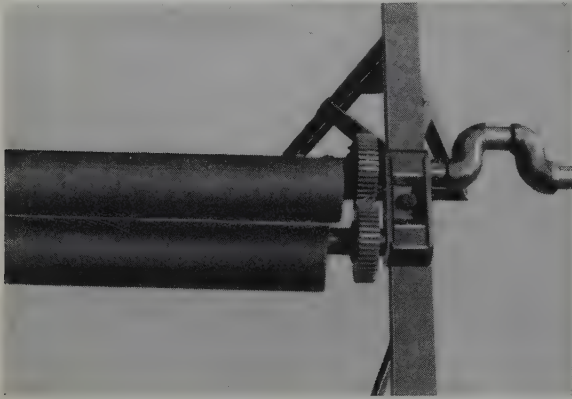


Abb. 4. Ausgleicher zum Beseitigen der waagrechten Massenkräfte der Lade eines Webstuhls. Der Ausgleicher ist für sich mit der Ladekurbelwelle dargestellt.

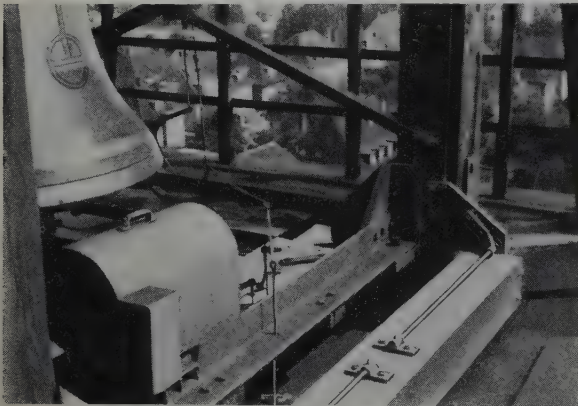


Abb. 5. Pendelvorrichtung zur Bekämpfung der von der kleinsten Glocke eines Kirchturms herrührenden gefährlichen dreimal je Pendelung der Glocke wechselnden Turmschwingungen. Die Vorrichtung ist rechts unten ganz dicht über der Plattform. Die Verschalung ist abgenommen.



Abb. 6. Kirche und Turm hierzu. Man erkennt deutlich die Plattform. Die dort bereits angebrachte Vorrichtung ist aber nicht zu sehen.

trotz Ausbesserns sich immer wieder erneuernde Risse eingetreten waren und die Kirchenbesucher beim Läuten das Knirschen im Mauerwerk deutlich hörten. Hier ist am Glockenstuhl unten ein Pendel aufgehängt, dessen Eigenschwingungszahl genau mit der Frequenzzahl der zu bekämpfenden Schwingungen übereinstimmt, wobei noch im

Hinblick auf die Größe der zu bekämpfenden Massenkräfte auf eine richtige Größe des Gewichts und des Massenträgheitsmomentes des Pendels und eine geeignet große Dämpfung zu achten ist. Dieses Gewicht ist aber im Verhältnis zum Turmgewicht verschwindend klein. Es beträgt in der in der Abbildung dargestellten Fall nur ca. 0,05 % des Turmgewichts. Abb. 6 stellt die Kirche samt Turm dar. Abb. 7 die Vorrichtung von der anderen Seite. Sowohl bei dem Fall der Abb. 5 als auch bei dem der Abb. 7 ist die Verschalung weggenommen, um die Vorrichtung besser erkennen zu können. Aus Abb. 5 geht hervor, daß die Vorrichtung auf der Plattform nicht viel Platz beansprucht. Wie Abb. 6 zeigt, ist sie von unten, trotzdem sie im Freien angebracht ist, überhaupt nicht zu erkennen. Das Aussehen des Turmes wird also in keiner Weise beeinträchtigt. Gegenüber den Kosten für eine Versteifung des Turmes durch eine kräftige Stahlkonstruktion, welche die Schwingungen zwar nicht beseitigen, aber doch wirksam hätte verringern können, betragen die Kosten der Vorrichtung nur einen unbedeutenden Bruchteil. Die Klangschönheit des Geläutes wird hierbei in keiner Weise beeinträchtigt, weil die Vorrichtung in keiner Verbindung mit den Glocken steht und auch die Fortleitung des Schalls durch ihre Anordnung und geringe Größe nicht beeinträchtigt. Für den Laien ist es erstaunlich, daß man mit einer so geringen Masse die Turmschwingungen mit Erfolg bekämpfen kann. Die beim Läuten aller Glocken resultierenden Turmschwingungen gingen, gemessen auf der Turmplattform, auf ein Drittel zurück. Das will deshalb viel bedeuten, weil die Schwingungen der beiden größten der 4 Glocken durch die Vorrichtung gar nicht beeinflusst werden, sondern nur die dreimal so rasch wie die Glockenpendelung wechselnden von den beiden kleineren Glocken herrührenden Turmschwingungen. Die langsamen mit der Glockenpendelzahl wechselnden Schwingungen sind trotzdem noch vorhandenen Ausschläge unbedenklich, weil sie nur kleine Beschleunigungen des Turmes und damit geringe Beanspruchungen desselben ergeben. Bei ihnen schwankt der Turm mehr oder weniger auf seiner nachgiebigen Unterlage. Die Wirkungsweise obigen Pendels soll kurz erläutert werden.



Abb. 7. Andere Ansicht der Pendelvorrichtung, Abb. 5 mit abgenommener Verschalung.

Wenn man bei einer elastisch mit einem Aufhängepunkt verbundenen Masse m die Eigenschwingungszahl n_e so wählt, daß sie genau mit der Frequenzzahl n der dem Aufhängepunkt von irgendeiner periodisch sinusförmigen erregenden Kraft P erzwungenen Schwingung übereinstimmt, so gerät die Pendelmasse in ganz große

Schwingungen (ohne Dämpfung in unendlich große), während der Aufhängepunkt, der vorher unter dem Einfluß der harmonischen Kraft P ziemlich große Schwingungen ausführte, jetzt nur mehr wenig hin und her schwingt und im theoretischen Grenzfall in Ruhe bleibt.

Bei der Anwendung auf einen Glockenturm, dessen Biegeeigenfrequenz 1. Grades beim Läuten einer bestimmten Glocke gerade mehr oder weniger genau in Resonanz mit der Frequenzzahl einer von der Glocke ausgehenden erregenden zeitlich harmonisch wechselnden Kraft P ist, ergibt sich dadurch:

Die von dieser erregenden Kraft P erzeugten wegen der Resonanz sehr starken Turmschwingungen werden ganz erheblich verkleinert, während die Pendelmasse m im Gegensatz hierzu sehr beachtlich hin und her schwingt und sozusagen alle Schwingungsenergie auf sich vereinigt. Abb. 8 stellt die Eigenschwingungsform oder die durch die Schwingungen entstehende elastische Linie des Turmes ohne Pendelmasse dar. Abb. 9 gibt die Schwingungsform des Turmes samt Pendelmasse für den Fall wieder, daß die Eigenschwingungszahl der Pendelmasse genau mit der Schwingungszahl der in ihrer Wirkung auf den Turm zu beseitigenden erregenden Kraft P einer bestimmten Glocke übereinstimmt.

Die von den anderen Glocken bzw. von den anderen erregenden Kräften der in Rede stehenden Glocke herrührenden Turmschwingungen werden, weil ihre Frequenzzahl von der Eigenfrequenz der Pendelmasse mehr oder weniger weit entfernt ist, durch letztere nicht oder nur wenig beeinflusst. Das Pendel kommt also namentlich dann in Frage, wenn die resultierende Turmschwingung eine die übrigen Schwingungsanteile offenkundig überragende Komponente besitzt.

Beim Anläuten kommt das Pendel in starke Eigenschwingungen, welche durch eine Dämpfung von gerade richtiger Größe in ziemlich kurzer Zeit zum Erlöschen gebracht werden müssen. Ist die Dämpfung zu klein, so dauern diese Pendeleigenschwingungen zu lange an; ist sie dagegen zu groß, so macht das Pendel zu kleine Schwingungsausschläge und wirkt infolgedessen zu wenig.

Ein weiterer bei der Anbringung einer solchen Pendelmasse sehr zu beachtender Umstand ist:

An Stelle der Biegeeigenfrequenz 1. Grades des Kirchturmes treten zwei neue Eigenfrequenzen des Systems Turm und Pendelmasse. Diese eine liegt unter der vorgenannten Biegeeigenfrequenz des Turmes. Bei ihr schwingen Turm und Pendelmasse in der gleichen Richtung. Die andere liegt über dieser Eigenfrequenz. Bei ihr schwingen Turm und Pendelmasse in entgegengesetzter Richtung. Abb. 10 und 11 zeigen die Eigenschwingungsformen des Systems Turm und Pendelmasse für den Fall, daß dasselbe gerade im Zustand der unteren bzw. der oberen der beiden neuen Eigenschwingungszahlen sich befindet.

Aus praktischen Gründen wird man die Pendelmasse möglichst klein ausführen. Sie muß aber andererseits doch eine gewisse Größe besitzen, da die bei ihr auftretende Massenträgheitskraft der zu bekämpfenden erregenden Glockenkraft P das Gleichgewicht halten muß.

Die Anwendung einer solchen Pendelmasse setzt erhebliche schwingungstechnische Erfahrungen voraus, bringt aber in den für sie in Frage kommenden Fällen mit geringsten Kosten einen erheblichen Nutzen.

Nutzen der Vorausberechnung und Messung der Eigenschwingungszahlen für die statische Berechnung

Die statisch ermittelten Spannungen im Bauwerk lassen sich nur schwer durch Messung nachprüfen. Diese Nach-

prüfung erfolgt auch, soviel dem Verfasser bekannt, nur ganz selten. Im Gegensatz hierzu ist die Ermittlung der Eigenschwingungszahlen eines Bauwerkes eine verhältnismäßig einfache Sache, sofern diese Eigenschwingungszahlen — und dieser Fall interessiert nur — in nicht allzu großem Abstand von einer Frequenz einer der erregenden wechselnden Kräfte oder Momente der im Bauwerk aufgestellten Maschinen oder auch Kirchenglocken sich befinden, wobei es sich nach unseren vorangegangenen Ausführungen durchaus nicht immer um mit der Drehzahl



Abb. 8.



Abb. 9.



Abb. 10.



Abb. 11.

Abb. 8. Biegeeigenform eines Turmes. — Abb. 9. Biegeschwingsform eines Turmes mit angebautem Pendel. — Abb. 10. Turm mit Pendel im Zustand der Biegeeigenform 1. Grades. — Abb. 11. Turm mit Pendel im Zustand der Biegeeigenform 2. Grades.

der Maschinen oder der Glockenpendelzahl wechselnde Kräfte zu handeln braucht. Sind aber diese Frequenzen sehr weit von den Eigenschwingungszahlen des Bauwerkes entfernt, so interessieren letztere den Praktiker auch nicht, weil dann irgendeine beachtliche Aufschaukelung nicht in Frage kommt.

Für die Praxis ist besonders wichtig, daß die meßtechnische Bestimmung der Eigenschwingungszahlen auf einfache Weise schnell und doch sehr genau erfolgen kann, ohne daß man etwa teure Meßeinrichtungen mit Braunschauer Röhre und Oszillographen verwenden muß, wie irrtümlicherweise öfters vermutet wird. Auf das vom Verfasser angewendete seit Jahren bewährte Meßverfahren [5] sei hier nur kurz hingewiesen.

Für den Statiker ist von besonderer Wichtigkeit, daß man damit leicht die betreffenden Eigenschwingungszahlen auf 1—2 % genau bestimmen kann. Aus der mehr oder weniger guten Übereinstimmung der vorausberechneten Eigenschwingungszahlen mit den durch Messung ermittelten lassen sich aber auch für die Statik wichtige Schlüsse z. B. bezüglich Baugrund, Einspannung an den Enden, Eckensteifigkeit ziehen. Die Messung der Eigenschwingungszahlen an im Betrieb befindlichen Industriebauten oder Kirchtürmen wäre daher auch dann von Nutzen, wenn keine gefährlichen Schwingungserscheinungen sich bemerkbar machen.

Literatur

1. Bemerkenswerte Schwingungen an Türmen und ihre Beseitigung. Der Bauingenieur 32 (1957) S. 259.
2. Ein genaueres Verfahren zum Berechnen der Biegeschwingungen portalförmigen Bauten. Z. Ver. dtsch. Ing. (1956) S. 261.
3. Schwingungsberechnung bei Industriebauten. Beton und Stahlbetonbau (1957) S. 243.
4. Die Beseitigung der Erschütterungen bei Webereien. Textilpraxis, Januar 1953.
5. Dynamik im Hochbau. Der Bauingenieur 30 (1955) S. 210.

Kurze Technische Berichte

Strahlungsschutztechnik

DK 69.035.4 : 621.039.42 : 621.182 : 697.34 (485)

Unterirdisches Kernenergie-Fernheizwerk

Für die Wärmeversorgung von Västerås, einer 120 km westlich von Stockholm gelegenen Stadt von 70 000 Einwohnern, wird ein Kernenergie-Fernheizwerk mit einer Nennleistung von 75 MW errichtet. Das Wasser des Heizsystems

werkes lebende Bevölkerung weitgehend zu eliminieren. — Betriebsgebäude und Transformatorraum des Fernheizwerkes sind ebenfalls in Felskammern untergebracht; Werkstatt, Lagergebäude und Büro liegen oberirdisch. Die unterirdisch gelegenen Teile der Anlage sind durch einen Zugangs- und einen Ventilationstunnel mit der Außenwelt verbunden. Das Betriebsgebäude hat einen Aufzug für Personen und leicht

Güter. Abb. 1 zeigt eine perspektivische Schnittansicht des unterirdischen Kernenergie-Fernheizwerkes, Abb. 2 sind drei der Schnitte durch die Reaktorkammer dargestellt.

Hinsichtlich des Widerstandsvermögens gegen inneren Überdruck und explosionsartig fortgeschleuderte Teile ist der unterirdische Einfluß einer Reaktoranlage in eine Felskavem dem oberirdischen Einschluß in einen Containerschale technisch überlegen. Von großem Vorteil ist auch bei einem Entweichen radioaktiver Spaltprodukte aus der unterirdischen Reaktorkammer die Reduktion der Aktivität vor dem Erreichen der Atmosphäre durch Filterung (Aerosole und Dämpfe) und durch Zerfall während der Diffusionszeit (Edelgase). Allgemeine Nachteile gegenüber einer oberirdischen Einschluß sind: Größere Einschränkungen in der Standortwahl, gründlichere erforderliche Radioaktivitätsüberwachung des Grundwassers und schlechte Erweiterungsmöglichkeiten der Anlage.

Die Felskammern erhalten eine Betonauskleidung, die direkt an die Felswände anbetoniert wird, um verhältnismäßig hohe Innendrucke aufnehmen zu können. Zur Erzielung von Gasdichtigkeit wird die innere Oberfläche des Betons mit Stahlblech ausgekleidet. Die Reaktorkammer wird durch Casschleusen verschlossen, sämtliche durch die Wand verlaufenden Rohrleitungen und Kanäle sind mit doppelten gasdichten und druckhaltenden Schließventilen ausgerüstet. Die Maßnahmen für die Verhütung einer Verbreitung radioaktiver Sub-

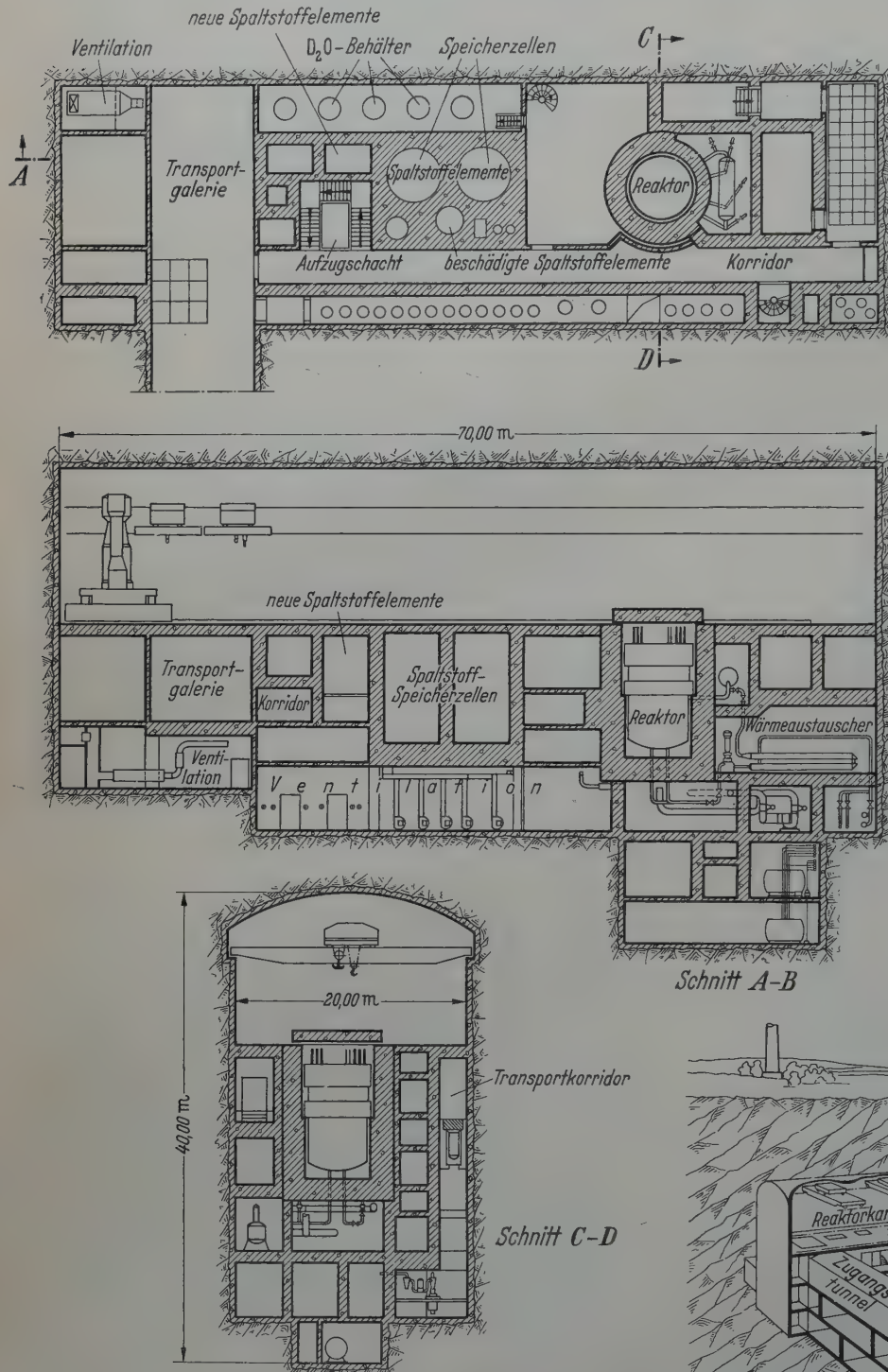


Abb. 2. Schnitte durch die Reaktorkammer des Kernenergie-Fernheizwerkes (nach I. Wivstad und C. Mileikowsky).

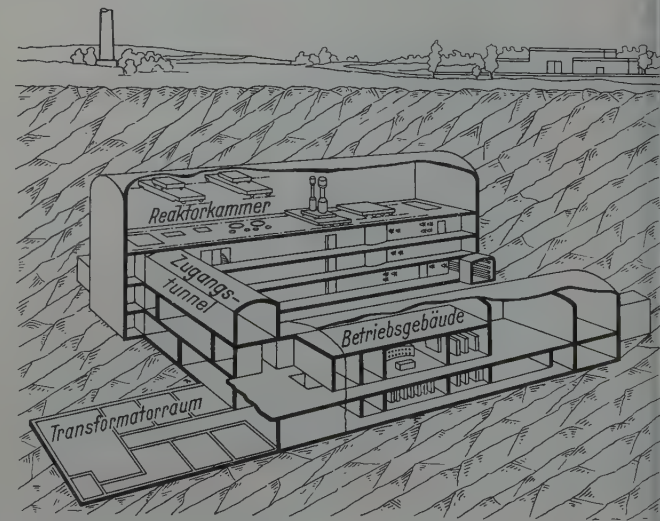


Abb. 1. Perspektivische Schnittansicht des Kernenergie-Fernheizwerkes für die Stadt Västerås (nach I. Wivstad und C. Mileikowsky).

wird durch einen Schwerwasser-Primärkreislauf auf 120° C erhitzt, die Temperatur des Rücklauf-Wassers liegt zwischen 60 und 70° C. Die Reaktoranlage des Fernheizwerkes wird in einer Felskammer errichtet, um die Gefahren eines evtl. Reaktor-Schadensfalles für die in der Umgebung des Fernheiz-

stanzen bei Eintreten eines schweren Schadensfalles, bei dem die Wandung der Reaktorkammer beschädigt wird, bestehen in einer Senkung des Grundwasserspiegels unter den Kammerboden und in einer Dichtung des umgebenden Felsens durch Zement-einpressungen, die ein Entweichen radioaktiver Gase durch Risse unterbinden soll.

Der Entwurf der Felskammer für Reaktor, Wärmeaus-tauscher und Zubehörteile sieht einen zellenartigen Einschluß der strahlungsemitternden Apparate durch Beton-Abschir-mungswände vor, um die Durchführung von Instandhaltungs-arbeiten zu erleichtern. Sämtliche Bereiche sind von Korridoren aus erreichbar, in denen die Strahlungsintensität auf zulässige Werte für unbegrenzten Zutritt reduziert ist. Der hallenartige Lade- und Entlade-Oberraum wird während des Reaktorbetriebes nicht betreten, da bei einem Reaktor-Schadensfall radioaktive Gase sehr schnell in ihn eindringen würden. Der Raum ist durch eine gasdichte Sperrwand von den übrigen Bereichen der Reaktorkammer abgeschlossen.

Das Betriebsgebäude wird durch 30 m massiven Fels von der Reaktorkammer getrennt. Der dreigeschossige Verbindungstunnel enthält einen oberen Transportkorridor, einen Personal-korridor in der Mitte und einen unteren Rohrleitungs- und Kabel-Korridor. Jeder der Korridore wird durch eine Gas-schleuse verschlossen. In dem Betriebsgebäude ist die gesamte Steuerungsausrüstung des Fernheizwerkes untergebracht sowie die Pumpen des Heizsystems, der verschiedenen Apparate-Kühlsysteme und des Reaktor-Notkühlsystems. Der auf der anderen Seite des Verbindungstunnels gelegene Transformator-raum enthält Transformatoren, Reserve-Kraftaggregate und andere elektrische Ausrüstung. — [Nach L. Carlbom, H. von Ubbisch, C.-E. Holmquist und S. Hultgren: On the Design and Containment of Nuclear Power Stations Located in Rock. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. 9. 1958, Paper No. A/CONF. 15/P/172, 14 S., und I. Wivstad und C. Milei-cowsky: ADAM- a 75 MW Nuclear Energy Plant for House Heating Purposes. Paper No. A/CONF. 15/P/136, 37 S.]

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

DK 621.311.25 : 621.039 : 624.9 (411.0)

Entwurf und Bauausführung des Containers der Dounreay-Reaktoranlage

Kernreaktoren, die der Erzeugung elektrischer Energie dienen und dabei gleichzeitig nicht-spaltbares Material, in größerer Menge als ihr Spaltstoffverbrauch beträgt, in spaltbares Material umwandeln, werden eine außerordentlich bedeutende Rolle im Kernkraftprogramm der Welt spielen [1]. Derartige Reaktoren mit Umwandlungsfaktoren > 1 werden allgemein als Brutreaktoren bezeichnet. Brutreaktoren arbeiten mit dem inmoderierten schnellen Neutronenspektrum; sie bestehen aus einem „Herz“ aus hochgradig angereichertem oder reinem Spalt-stoff (U^{235} , Pu^{239} oder U^{233}) und einem „Mantel“ aus den in

großen Mengen zur Verfügung stehenden nicht-spaltbaren Iso-topen U^{238} oder Th^{232} , die in spaltbares Pu^{239} bzw. U^{233} umge-wandelt werden. Das für die Abführung großer Wärmemengen aus einem kleinen Reaktorkern geeignete Kühlmittel ist flüssiges Metall; dieses verbindet die Vorzüge niedrigen Dampfdruckes bei hohen Temperaturen mit ausgezeichneten Wärmeüber-tragungseigenschaften. — Die technischen Schwierigkeiten, die der Bau von Brutreaktoren bereitet, sind erheblich [2]. Die diesem Reaktortyp innewohnenden Gefahren sind größer als bei anderen Typen von Reaktorsystemen.

Im Jahre 1958 ist bei Dounreay, Nordschottland, ein Proto-typ-Brutreaktorkernkraftwerk in Betrieb genommen worden (Abb. 1). Mit einer Wärmeleistung von 60 000 kW und einer elektrischen Nutzleistung von 20 000 kW stellt dieses Kernkraft-werk die erste Großversuchsanlage mit einem Schnell-Brut-reaktor dar; sie soll zahlreiche physikalische, technische und wirtschaftliche Aufschlüsse liefern, um den Entwurf wesentlich größerer Reaktoranlagen ähnlichen Typs zu ermöglichen. Der Reaktor arbeitet zunächst mit auf 40 % angereichertem U^{235} , die Verwendung von Plutonium ist für spätere Zeit vorgesehen; als Mantelmaterial wird natürliches Uran (99,3 % U^{238} , 0,7 % U^{235}) verwendet. Der Reaktorkern ist ein 55 cm hohes hexagonales Prisma von 55 cm Dmr. Als Kühlmittel des primären und sekun-dären Kühlkreislaufes wird eine 70/30 NaK-Legierung und als tertiäres Kühlmittel wird Wasser verwendet. Beschreibungen der Kernkraftanlage und Erläuterungen der grundlegenden Pro-bleme des Entwurfes werden in [3] bis [6] gegeben.

Bei Reaktorsystemen, die Natrium oder andere entflammbare Flüssigmetall-Kühlmittel verwenden, können bei Entweichen des Kühlmittels aus dem Kreislaufsystem beträchtliche Energie-mengen durch exotherme chemische Reaktionen freigesetzt werden [7]. Die aus einem Natriumfeuer resultierenden Druck- und Temperaturänderungen sind für die Bemessung der Con-tainerschale der Dounreay-Reaktoranlage maßgebend. Aus der chemischen Reaktion resultiert zunächst eine Temperatursteige-rung und ein innerer Überdruck im Container, der etwa 15 Mi-nuten nach Beginn der Reaktion das Maximum durchläuft. Der Innendruck ist jedoch nicht das einzige Kriterium, das bei der Bemessung des Containers zu berücksichtigen ist. Nach Ab-klingen der Reaktion, wenn der atmosphärische Sauerstoff in der Schale verbraucht ist, fällt die Temperatur allmählich, und es entsteht ein Unterdruck im Container.

Für den Bau des den Reaktor und den primären Kühlkreis-lauf einschließenden Containers wurden folgende Konstruktions-formen in Betracht gezogen: 1. Vertikale Zylinderschale mit kuppelförmigem Oberteil, 2. vertikale Zylinderschale mit kuppel-förmigem Ober- und Unterteil, 3. Halbkugelschale und 4. Kugel-schale. Die Vorentwürfe zeigten, daß die Verankerungsprobleme für die 1. und 3. Konstruktionsform bei über 0,7 atü liegenden Innendrücken praktisch nicht lösbar sind. Die Kugelschale erwies sich als wirtschaftlichste Konstruktionsform für den Ein-

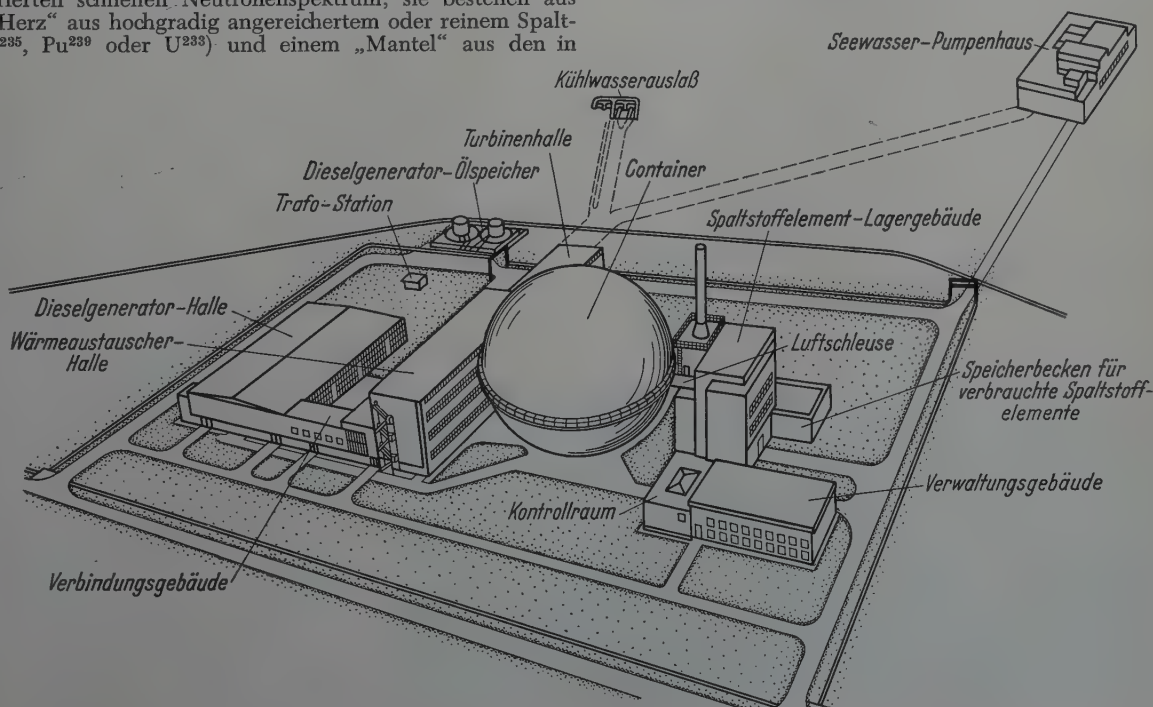


Abb. 1. Ansicht des Prototyp-Brutreaktorkernkraftwerkes bei Dounreay [5].

Als Fundament für die Stützkonstruktion wurde eine massive untertassenförmige Fundamentplatte gewählt. Die Stützung muß in der horizontalen Ebene unterschiedliche Temperaturbewegungen zwischen Reaktorkammer, Containerschale und Fundamentplatte zulassen. Diesen Erfordernissen wurde durch einen Entwurf der Stützkonstruktion Genüge getan, der einen unverschieblichen zentralen Tragstuhl und einen äußeren flexiblen doppelten zylindrischen Stützring mit oberem und unterem Versteifungsflansch vorsieht (Abb. 2 bis 4). Die Höhe des Stützringes ist so gewählt, daß die „Übertragungsfaktoren“ der Biegespannung von dem Ober- und Unterflansch zur Schalenverbindungsstelle gering sind. (Diese flexible Konstruktion ist nur bei nicht zu großen Temperaturbereichen in Reaktorkammer, Containerschale und an der Stützung geeignet.) [11]

Der Bemessung der Containerschale liegen folgende Belastungsannahmen zugrunde [11] [12]:

1. Normale Betriebsbedingungen. — Eigengewicht, Schneelast von 50 kg/m^2 über einen Zenitwinkel von 120° , Windbelastung durch Böen mit einer Geschwindigkeit von 45 m/s , Außendruckschwankungen von $\pm 0,14 \text{ atü}$ und ein atmosphärischer Temperaturbereich von $\pm 20^\circ \text{ C}$.
2. Katastrophenbedingungen.

- a) Innerer Überdruck von $1,3 \text{ atü}$ und Erwärmung des Schalenbodens auf $+60^\circ \text{ C}$.
- b) Äußerer Überdruck von $0,28 \text{ atü}$ verbunden mit einem Temperaturfall um 20° C .

Für die Belastungsbedingung 1 wurden Membranspannungen bis zu $1/4$ der Zugfestigkeit des Stahles zugelassen, für kombinierte Membranzug- und Biegespannungen wurde dieser höchstzulässige Wert um 50% heraufgesetzt. Der Sicherheitsfaktor für Beulung unter Membrandruckspannungen wurde mit 2 angesetzt, als höchstzulässiger Spannungswert für kombinierte Druck- und Biegebeanspruchung wurde der halbe Wert der Fließgrenze angenommen. [12]

Für die Belastungsbedingung 2a wurde Fließen des Stahles unter kombinierter Membran- und Biegebeanspruchung als zulässig erachtet, — unter der Voraussetzung, daß die Membranspannung allein nicht $1/4$ der Zugfestigkeit überschreitet. Der Sicherheitsfaktor für Schalenbeulung unter der Belastungsbedingung 2b wurde auf $1,1$ ermäßigt.

Auf der Grundlage dieser Spannungsgrenzwerte und der vorstehenden Belastungsannahmen ergab sich in der oberen Schalenhälfte eine Blechdicke von 25 mm , die vom Äquator bis zu der Stützzone auf 45 mm zunimmt. Als Werkstoff für die Schale wurde ein besonders kerbzäher Stahl (weniger als $0,2\%$ C-Gehalt) mit einer Fließgrenze von $2,7 \text{ t/cm}^2$ gewählt, als Werkstoff für die Stützringe ein entsprechender Stahl mit einer Fließgrenze von $3,2 \text{ t/cm}^2$. [12]

Maßgebend für die Blechdicke der Kugelschale war die Bedingung 2b; (der kritische Wert des Schalendurchmessers liegt etwa bei 30 m). Das wesentliche Problem der Bemessung lag in dem Fehlen einer klaren Beziehung zwischen örtlicher Abweichung der Schale von der sphärischen Form und der kritischen Last für das Eintreten des Durchschlages*. (Die Toleranz wurde mit $\pm 0,25\%$ des Durchmessers festgelegt.)

Den einzigen Zugang zum Containerinnern bildet eine große Luftschleuse, die unmittelbar unterhalb des Äquators mit der Containerschale verbunden ist (Abb. 2). Die $13,50 \text{ m}$ lange Luftschleuse besteht aus zwei zylindrischen Abschnitten von $4,80 \text{ m}$ und $3,20 \text{ m}$ Dmr. mit einem konischen Zwischenstück; die Blechdicke beträgt 12 mm . Die Luftschleusenschale ist für den gleichen inneren Überdruck bemessen wie die Containerschale, und zusätzlich für die Aufnahme einer Verkehrslast von 30 t . Die Schleusentore werden durch inneren Überdruck gegen die mit Silikongummi gedichteten Torrahmen gepreßt. Der Verschlussmechanismus gestattet nur das Öffnen von jeweils einem Tor.

Die kreisförmige Öffnung in der Containerschale wird durch einen an den Rand angeschweißten geschmiedeten Ring von $3,80 \text{ m}$ Dmr. ausgesteift (Abb. 5). Das innere Ende der Luftschleuse wird durch zwei an den geschmiedeten Ring geschweißte Zapfen gestützt, die in Lager in einem von dem konischen Schleusenteil ausragenden zylindrischen Tragring eingreifen. Die Luftschleuse mün-

det nicht genau radial in die Containerschale, aber durch einen an die Ringaussteifung angeschweißten kugelförmigen Blechring werden kreisförmige Schnittflächen hergestellt und die Öffnung kompensiert. Das Ende der Schleusenwandung ist über ein flexibles Zwischenstück aus nichtrostendem Stahl mit dem Blechring verbunden, so daß Horizontal- und Verdrehungsbewegungen möglich sind. Das äußere Ende der Luftschleuse stützt sich durch längs- und querbewegliche Rollenlager auf

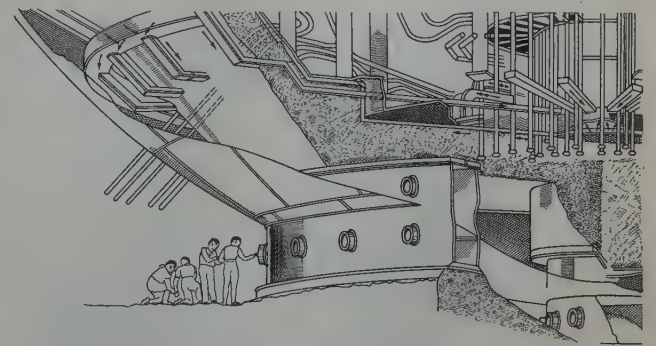


Abb. 4. Perspektivische Schnittzeichnung der Stützung des Containers (Ausschnitt aus der Bildtafel [10].)

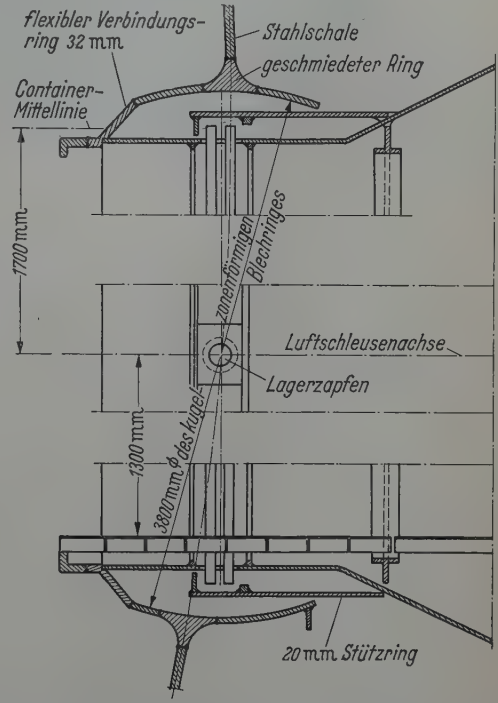


Abb. 5. Vertikalschnitt durch den Anschluß der Luftschleuse an die Containerschale [12].

das Nachbargebäude ab. Bei horizontaler Windbelastung wirkt die Luftschleuse als von den Lagerzapfen ausragender Träger.

Die Werkstattfertigung der Stahlplatten für die Containerschale erfolgte nach den üblichen Methoden. Die maximalen Plattenabmessungen wurden nicht durch die Größe der zur Verfügung stehenden Maschinen bestimmt, sondern vom Ge-



Abb. 6. Werkstattfertigung des äußeren Stützringes [9].

* Eine Durchsicht der letzten Jahrgänge der Referatenzeitschrift „Applied Mechanics Reviews“ betreffend das Problem des Durchschlages von Kugelschalen lieferte die Literaturangabe [13] bis [22].

sichtspunkt des Straßentransportes vom Werk zur Baustelle, sie betrugen $7,00 \cdot 3,50$ m. Die erste Werkstattarbeit bestand im Zurechtschneiden der Platten und dem Profilieren der Kanten für eine 60° -Doppel-V-Schweißnaht. Darauf wurden die Platten in einer 1000-t-Presse kaltgepreßt und erhielten danach (außer an den Kanten) einen aufgespritzten Zinküberzug. — Abb. 6 zeigt die Fertigung des äußeren Stützringes, der in der Werkstatt zu zwölf einzelnen Segmenten mit U-förmigem Querschnitt zusammengeschweißt wurde.



Abb. 7. Montage einer Platte der dritten Ringzone [12].

Die einzeln angelieferten Stahlplatten für die Containerschale wurden in einer Baustellen-Werkstatt mit einer automatischen Schweißmaschine paarweise zusammengeschweißt. Die Montage der Schale erfolgte mit Hilfe von Autokranen, Derriks, u. a.; sie nahm vom inneren Stützring ihren Ausgang. Die Platten der ersten Ringzone des Schalenbodens wurden auf hölzerne Böcke aufgelegt und untereinander und mit der zentralen Bodenplatte verklammert. Darauf stellte man die unteren Segmente des äußeren Stützringes auf und schweißte sie zusammen.

Nach dem Hinauswachsen der Schale über den äußeren Stützring (Abb. 7) wurde auf dem inneren Tragstuhl ein ab-

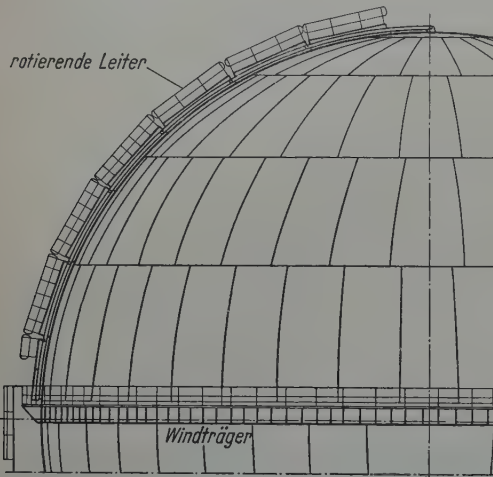


Abb. 8. Ansicht eines Schalenteiles mit Windträger und Leiter [11].

gespannter Fachwerkmast errichtet. An einem knapp unterhalb des Äquators der Kugelschale angebrachten Ring wurden zwanzig Radialspreizen befestigt, die an ihrem äußeren Ende Justierschrauben und eine Haltevorrichtung für den oberen Rand der Containerschalen-Platten hatten. Die Montage der Platten erfolgte mit Hilfe der Radialspreizen, einiger starker Segmentträger und der Verbindungsklammern.

Sämtliche Nähte wurden von beiden Seiten geschweißt. Zuerst wurden jeweils die vertikalen Schweißnähte ausgeführt und darauf die horizontale Verbindungsnaht zu der darunterliegenden Ringzone. Dieses Vorgehen ermöglichte eine unbehinderte Ringschrumpfung. Die Schweißnähte zwischen dem

unteren Teil des äußeren Stützringes und der zweiten Ringzone des Schalenbodens wurden erst nach Fertigstellung der vertikalen Schweißnähte der dritten Ringzone und der horizontalen Naht zwischen zweiter und dritter Ringzone ausgeführt, um eine vorherige Schrumpfung des Schalenbodens eintreten zu lassen. Der Oberteil des Stützringes wurde mit Hilfe von haarnadelförmigen Markierungen genau über dem Unter- teil aufgestellt und nach Ausführung der vertikalen Schweißnähte mit dem Schalenboden verschweißt.

Die im Laufe eines Tages ausgeführten Schweißnähte wurden in der darauffolgenden Nacht sämtlich radiographisch geprüft. Diese kontinuierliche Überprüfung der Güte der Arbeit jedes einzelnen Schweißers war auch ein bedeutender Ansporn zur Leistung von Qualitätsarbeit. Fehlerhafte Schweißnähte wurden herausgeschnitten, neu geschweißt und wiederum radiographisch untersucht.

Nach Fertigstellung der unteren Hemisphäre erhielt die Schalenrand eine Aussteifung durch einen ringförmigen Windträger. Darauf wurde der zentrale Mast mit den Radialspreizen abgebaut. Der Ringträger dient während der Montage und nach Fertigstellung der Containerschale als Zugangsgalerie und dann auch als Laufbahn für eine umlaufende gelenkige Inspektionsleiter, die an einem Scheitelgelenk befestigt wird (Abb. 8).

Vor Beginn der Montage der oberen Hemisphäre wurde die den Reaktorkern und das primäre Kühlsystem abschirmende zylindrische Betonkammer erbaut. Auf ihrer Decke errichtet man auf einem Fachwerk-Dreibein den Fachwerkmast mit den Radialspreizen, dessen Abspannseile an der Betondecke verankert wurden. An seinem oberen Ende trägt der Mast das Dreihager für einen Halbportalkran, dessen Fahrgestell auf einer Ringschiene auf dem Versteifungsträger am Äquator der Kugelschale läuft (Abb. 9). Die obere Schalenhälfte wurde in ähnlicher Weise wie die untere gerichtet und verschweißt. An der Oberseite der Schale wurde eine zeitweilige Öffnung für die später folgende Installation des Reaktors gelassen. Die in Ringabschnitten angelieferte Luftschleuse wurde in der Baustellenwerkstatt zusammengeschweißt, mit Hilfe eines auf einem Fachwerkmast montierten 30-t-Derriks gehoben und in die Schalenöffnung eingefahren (Abb. 10), worauf die schwierigen Schweißarbeiten vorgenommen wurden.

Die sphärische Containerschale und die Luftschleuse wurden pneumatischen Druckproben unterworfen, bei denen zusätzlich zu der Ermittlung des allgemeinen Spannungszustandes sehr

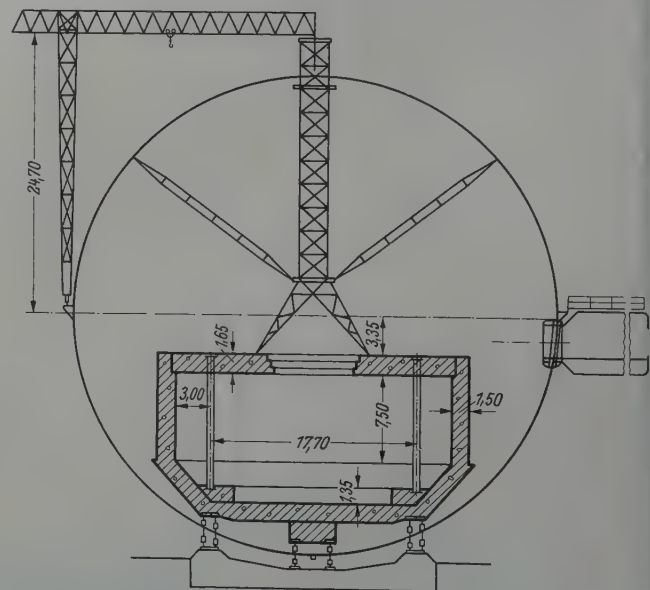


Abb. 9. Schnitt durch den Container mit Rüstkonstruktion [9].

detaillierte Dehnungsmessungen in den kritischen Zonen in der Nähe der Stützringe und an der Luftschleusenöffnung vorgenommen wurden. Die Dehnungsmesser wurden an der äußeren und inneren Plattenseite einander gegenüberliegend befestigt, so daß außer den Membranspannungen auch die Biegespannungen bestimmt werden konnten. An einzelnen Stellen brachte man zur Ermittlung der Hauptspannungen unter Winkeln von 120° gestellte Dreifach-Dehnungsmesser an.

Die Containerschale wies in zwei Bereichen der oberen Schalenhälfte infolge alternierender Schweißnähte wellenförmige Abweichungen von der sphärischen Form auf. Bei einer ersten Druckprobe mit $0,35$ atü, die zur Abschätzung der Be-

wegung dieser Stellen durchgeführt wurde, wurden radiale Bewegungen von nur 3 mm gemessen. Bei einer Unterdruckprobe mit $-0,28$ atü ergab sich eine maximale radiale Bewegung der von der sphärischen Form abweichenden Bereiche von 14 mm; der befürchtete, von den einwärts gekrümmten Wellen ausgehende Durchschlag trat nicht ein. Bei der Hauptdruckprobe wurde der Druck in Interwallen von $0,35 \text{ kg/cm}^2$ auf $1,4$ atü gesteigert.

Die für die Durchführung der Druckproben benötigte Ausrüstung (Kompressoren, Lufttrockner und Ventile) war im Schutze der $1,2 \text{ m}$ dicken und $5,0 \text{ m}$ hohen Stahlbetonwände des an den Container angrenzenden Spaltstoffelement-Kühlbeckens installiert. Während der Drucksteigerung wurden alle Personen — außer dem Bedienungspersonal der Kompressoranlage — hinter einen 60 m breiten Sperrgürtel um den Container abgezogen. Ablesungen an den Dehnungsmessern und Inspektionen der Schale wurden bei jeweils etwas nachgelassenem Druck vorgenommen.

Die Druckproben und eine Dichtigkeitsprüfung (die allerdings ohne Temperatur- und Feuchtigkeitsberichtigungen durchgeführt wurde) ließen ein zufriedenstellendes Verhalten der



Abb. 10. Einmanövrieren der Luftschleuse [11].

Schale erkennen. Nur an einer Stelle des von der sphärischen Form abweichenden Schalenbereiches trat bei einem inneren Überdruck von $0,7$ atü örtliches Fließen ein. Die Steigerung des Innendruckes auf $1,4$ atü hat den Zustand derartiger kleiner Bereiche, in denen Spannungskonzentrationen auftraten, durch Abbau der Spannungsspitzen verbessert; zukünftig verhalten sie sich bis zu diesem Druck elastisch.

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

Literatur

1. H. A. Bethe: Fast Breeders are Essential to Future Atomic Power. *Nucleonics*, 15, (1957), No. 4, S. 61.

2. Fast Breeder Power Reactors — Their Problems and Prospects. *Nucleonics*, 15, (1957), No. 4, S. 62—66.
3. J. W. Kendall und T. M. Fry: The Dounreay Fast Reactor Project. *Proc. Intern. Conf. on the Peaceful Uses of Atomic Energy*. Vol. 3: Power Reactors, S. 193—197, United Nations, New York 1956.
4. First Large-Scale Breeder Reactor. *Atomics & Nuclear Energy*, 8, (1957), No. 5, S. 158—161.
5. Dounreay. *Nuclear Engng.*, 2, (1957), No. 15, S. 229—244.
6. H. Cartwright, J. Tatlock und R. R. Matthews: The Dounreay Fast Reactor — Basic Problems in Design. *Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy*, Genf, 1. — 13. 9. 1958, Paper No. A/CONF. 15/P/274.
7. Th. Jaeger: Postulierte Schadensfälle an Kraftwerksreaktorsystemen als Grundlage für die Bemessung von Containern. *Bauingenieur*, 33, (1958), S. 471—475.
8. J. McLean: The Dounreay Sphere. *Nuclear Engng.*, 1, (1956), No. 2, S. 56—57.
9. Dounreay — The Sphere. *Nuclear Engng.*, 2, (1957), No. 15, S. 231—234.
10. The World's Reactors, No. 12 — Dounreay. *Nuclear Engng.*, 2, (1957), No. 15.
11. N. T. Barrett: Housing the Dounreay Reactor. *The Structural Engineer*, 36, (1958), No. 3, S. 85—97.
12. T. C. Waters: The Contribution of the Structural Engineer in the Peaceful Exploitation of Atomic Energy, Part III. *De Ingenieur*, 70, (1958), No. 51, S. B. 275—B. 282.

Zusätzliche Literatur

13. Th. von Kármán und Hsue-Shen-Tsien: The Buckling of Spherical Shells by External Pressure. *J. Aeronaut. Sci.*, 7, (1939) No. 2, S. 43.
14. K. O. Friedrichs: On the Minimum Buckling Load of Spherical Shells. Th. von Kármán Anniversary Volume, California Institute of Technology, Pasadena, Calif., 1941, S. 258—272.
15. H.-S. Tsien: A Theory for the Buckling of Spherical Shells by External Pressure. *J. Aeronaut. Sci.*, 9 (1942), No. 10, S. 373.
16. Y. Yoshimura und M. Uemura: Die Beulung sphärischer Schalen unter äußerem Druck (in Japanisch). *Report of the Institute of Science and Technology, University of Tokyo*, 3, (1949), No. 11/12, S. 316—322.
17. M. Uemura und Y. Yoshimura: Die Beulung sphärischer Schalen unter äußerem Druck, 2. Bericht (in Japanisch). *Report of the Institute of Science and Technology, University of Tokyo*, 6, (1952), No. 6, S. 367—371.
18. M. Uemura: Die Beulung sphärischer Schalen unter äußerem Druck; 3. Bericht: Beulungsmechanismus sphärischer Schalen-segmente (in Japanisch). *J. Japan Soc. Aeronaut. Engng.*, 2, (1954), No. 6, S. 11—19.
19. M. Uemura: Die Beulung sphärischer Schalen unter äußerem Druck (in Japanisch). *J. Japan Soc. Aeronaut. Engng.*, 4, (1956), No. 34, S. 273—280.
20. Ch. M. Muschitari und R. G. Surkin: Über die nichtlineare Theorie der Stabilität des elastischen Gleichgewichtes einer dünnen sphärischen Schale unter dem Einfluß gleichförmig verteilten normalen äußeren Druckes (in Russisch). *Prikladnaja Matematika i Mechanika*, 14, (1950), No. 6, S. 573—586.
21. W. I. Feodosjew: Über die Stabilität einer sphärischen Schale unter dem Einfluß eines gleichförmig verteilten äußeren Druckes (in Russisch). *Prikladnaja Matematika i Mechanika*, 18, (1954), No. 1, S. 35—42.
22. K. Klöppel und O. Jungbluth: Beitrag zum Durchschlagproblem dünnwandiger Kugelschalen. *Stahlbau* 22 (1953), S. 121—130.

DK 627.824.3 (797) (047.6)

Der Erddamm des Swift-Projektes, der höchste seiner Art

Für den Ausbau des Lewis-River im Staate Washington, USA, wurde ein außergewöhnlich hoher Erddamm errichtet. Der Lewis wird als ausgesprochener Gebirgsfluß außer durch Niederschläge von Gletschern und Schneeschmelzwasser gespeist. Die Abflußmenge schwankt durchschnittlich zwischen dem Maximum von $125 \text{ m}^3/\text{s}$ und dem Minimum von $27 \text{ m}^3/\text{s}$. Der größte bisher bekannt gewordene Abfluß betrug $1530 \text{ m}^3/\text{s}$. Der Ausbau des Flusses erfolgt in fünf Stufen, von denen die vierte, das Swift-Projekt kürzlich fertiggestellt wurde.

Der an dieser Stelle errichtete Erddamm hat eine Höhe von 156 m . Insgesamt wurden $12\,200\,000 \text{ m}^3$ Schüttmaterial eingebracht.

Der an der Baustelle anstehende Fels ist vulkanischen Ursprungs und liegt verhältnismäßig tief. Bodenuntersuchungen ergaben eine 15 m mächtige Schicht Grobkies mit Geröll, darunter 46 m Sand und Kies mit gelegentlichen Gerölleinlagerungen. Infolge der großen Tiefenlage des Felsens, und da am nördlichen Hang des Tales kein Fels anstand, kam für die Ausführung nur ein Erddamm in Betracht. Er erhebt sich 128 m über Flußbett und 183 m über den Fels und wurde auf 55 m mächtigen Flußablagerungen errichtet.

Das zur Verfügung stehende Schüttmaterial war nichtbindig, es hatte festes und dichtes Gefüge und konnte in sehr nassem Zustand eingebaut werden. Die Durchlässigkeit der Erdstoffe schwankte je nach der Bodenart. Vornehmlich wurde relativ undurchlässiger, nasser Feinsand eingebaut, der in ausreichenden Mengen nicht weit von der Baustelle gefunden wurde. Dieser Feinsand hatte eine günstige Kornzusammensetzung und enthielt $5\text{--}20\%$ Feinstoffe. Direkt an der Baustelle stand eine begrenzte Menge an sandigem Flußkies mit Steinen zur Verfügung.

Da die Bauausführung und damit die Gesamtkosten des Dammes in hohem Maße davon abhingen, ob der Feinsand

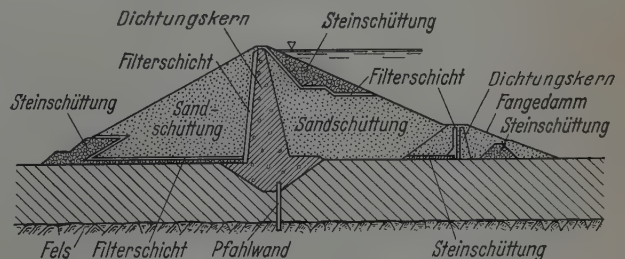


Abb. 1. Querschnitt des Erddammes.

sich in Regenperioden (die durchschnittliche jährliche Niederschlagsmenge beträgt in dieser Gegend 304 cm) einbauen ließen, wurde eine Probeschüttung bei künstlicher Beregnung ausgeführt. Diese zeigte, daß die Erdstoffe bei relativ starken Niederschlägen (5 cm/h) eingebaut und verdichtet werden konnten.

Besondere Beachtung bei der Planung des Erddammes erforderte die Herdmauer. Es wurden verschiedene Ausführungsmöglichkeiten in Betracht gezogen: Ausführung in abgebohrter oder umpundeter Baugrube, Anwendung von Caissons, Spundwände, Injektionsschleier. Zur Ausführung gelangte eine stählerne Pfahlwand, die von der Sohle einer 30 m tiefen abgebohrten Baugrube aus 25 m tief bis auf den Fels gerammt wurde. Die Wand besteht aus 46 cm hohen I-Profilen, an deren Flansche Flachspundbohlen geschweißt wurden. Diese Einheiten wurden mit Spülhilfe gerammt. Die Spüllanzen wurden innerhalb der einzelnen Zellen angesetzt.

Als die Pfähle in der Tiefe auf Widerstand stießen, wurden in 6 m gegenseitiger Entfernung Probebohrungen innerhalb der Zellen vorgenommen, um das Profil der gesunden Felsoberfläche festzustellen. Bis auf diesen gesunden Fels wurde die Wand gerammt. Die Zellen wurden ausgeräumt und mit Contractorbeton ausgegossen. Vor dem Vergießen wurde von jeder vierten Zelle aus ein 6 m tief reichender Dichtungsschleier injiziert. Oberhalb der Pfahlwand wurde die Herdmauer aus Beton weitere 9,20 m hoch aufgebaut (siehe Abb. 2).

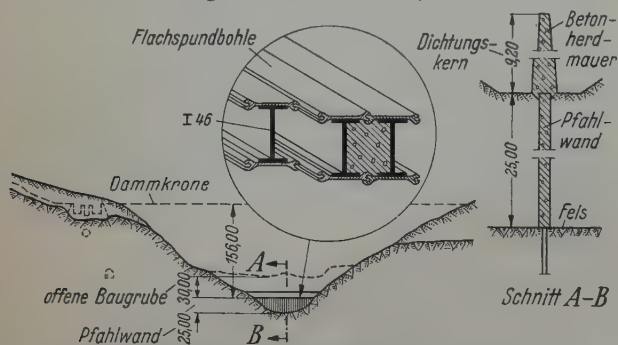


Abb. 2. Längsschnitt und Einzelheiten der Herdmauer.

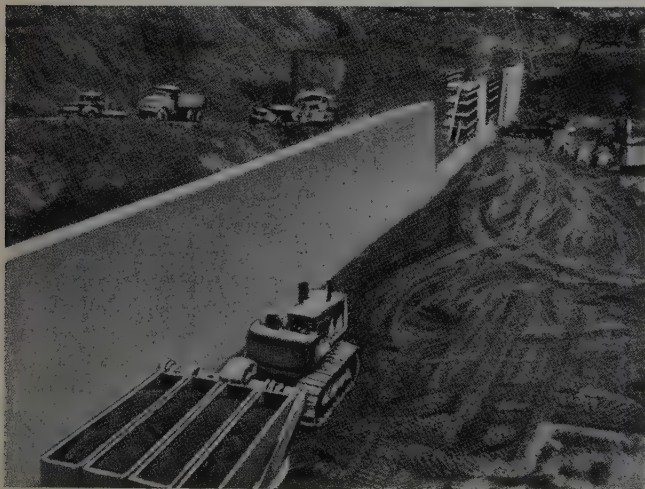


Abb. 3. Verdichten der Schüttung neben der Betonherdmauer.

Die Verdichtung der Erdstoffe entlang dieser Wand geschah mit Hilfe von Innenrüttlern.

Vergleichsversuche ergaben, daß diese denselben Verdichtungsgrad bewirkten wie druckluftbetriebene Handrammen, und daß der gesamte Energieaufwand bedeutend geringer gehalten wurde, da mit den Innenrüttlern dickere Lagen bearbeitet werden konnten.

Die Erdstoffe wurden in relativ dicken Lagen geschüttet, und zwar in Lagen von 40 cm Höhe beim Einbau von Feinsand und Gehängelehm und in Lagen von 60 cm Höhe beim Einbau von alluvialen Sand und Kies. Obwohl das Schüttmaterial innerhalb weiter Grenzen im Wassergehalt verarbeitbar war, mußte zur Erzielung einer ausreichenden Verdichtung in den Sommermonaten Wasser zugesetzt werden, während in den Regenperioden ein Überschuß an Wasser abgeführt werden mußte.

Der Einbau der Erdstoffe geschah in den Randzonen senkrecht zur Dammachse mit einer Neigung der Schichten von

8–10 % nach außen, die bewirkte, daß überschüssiges Regenwasser schnell abließ und nicht in die Schüttung eindrang. Das Walzen erfolgte in derselben Richtung wie der Einbau, daß das Wasser in den Walzspuren ungehindert ablaufen konnte. Nur der Dichtungskern wurde in Richtung der Dammachse geschüttet, um Undichtigkeiten zu vermeiden, die zwischen den einzelnen Schüttreihen durch Auswaschung feiner Bestandteile entstehen können. Stärkere Regenfälle beeinträchtigten die Schüttung nicht, da das Wasser schnell abließ; länger anhaltende Niederschläge mit geringerer Intensität wirkten sich nachteilig aus, da das Wasser versickerte und den Feuchtigkeitsgehalt der ungewalzten Schüttlagen erhöhte.

Überschüssiges Wasser konnte auch aus völlig durchnässten Lagen entfernt werden, und zwar dadurch, daß man sie mit Raupenfahrzeugen befuhr. Durch das Zusammenwirken der Belastung und der Schwingungen des Raupenfahrzeuges wurde das Wasser an die Oberfläche gebracht, wo es infolge der relativ steilen Neigung abfließen konnte. Dies war jedoch nur stellenweise notwendig, da in der Regel die einfache Oberflächenentwässerung ausreichte. In ganz seltenen Fällen mußten nicht nur entwässernde Schüttstoffe entfernt und neu eingebaut werden.

Zur Bewältigung der großen Schüttmassen war ein relativ umfangreicher Geräteeinsatz nötig. Beim Aushub wurden ein Löffel- und Eimerseilbagger mit verschiedener Leistung eingesetzt. Der Transport wurde mit 53 Hinterkippern und Waggons mit Bodenentleerung bewerkstelligt. Zum Antransport der Betonzuschlagstoffe wurden zusätzlich Lkws eingesetzt. Das zum Anlassen der Füllstoffe erforderliche Wasser gelangte mittels fünf Tankwagen mit 7,5–19 m³ Tankinhalt an die Einbaustelle. Zum Einbringen der Steinschüttungen wurden zusätzlich 7–9 Bulldozer benötigt.

Es wurde auf 2–5 Stellen geschüttet, zur Verdichtung dieser zwei 50 t-Gummiradwalzen, die von Raupenschleppern gezogen wurden. Die Arbeiten wurden im Zweischichtbetrieb von je 8–10 Stunden je nach der Jahreszeit durchgeführt.

Der Überfall ist am Südufer angeordnet. Es ist ein Kronenüberfall, der durch zwei Segmentschützen erhöht ist. Er wurde



Abb. 4. Blick auf die Baustelle.

bemessen für einen maximalen Abfluß von 113 000 m³/s, also für ungefähr den dreifachen bisher gemessenen Maximalwert.

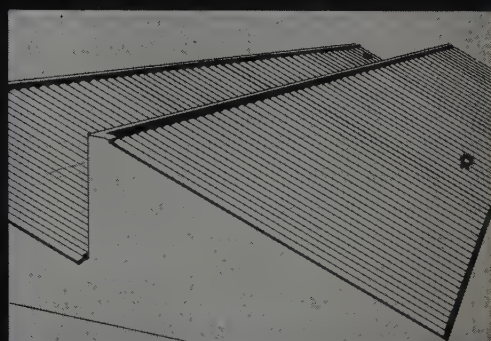
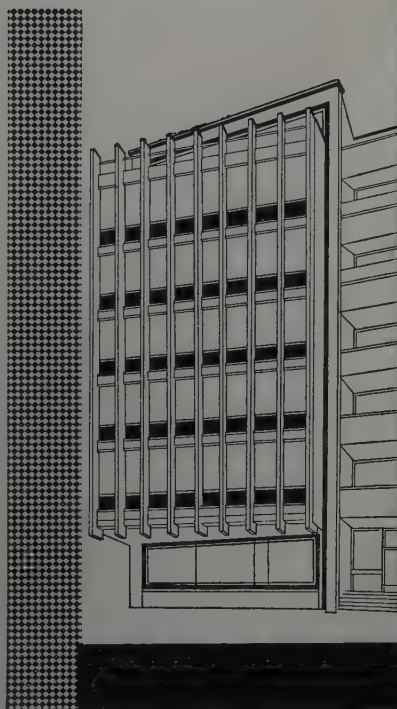
Das Einlaufbauwerk für den Kraftstollen ist mit dem Überfall kombiniert und als Mittelpfeiler des Überlaufes ausgebildet. Der Kraftstollen hat einen Durchmesser von 7,60 m, verläuft auf einer Strecke von 300 m horizontal und ist auf den restlichen 140 m steil geneigt. Am Ende teilt er sich in 3 Arme mit je 3,95 m Durchmesser, die zu den Turbinen führen.

Der Umleitungsstollen hat eine Länge von 320 m und ist zu 95 % dieser Länge unverkleidet. Er wurde von beiden Enden vorgetrieben.

Der Erddamm konnte in 2½ Jahren fertiggestellt werden. Nachdem die Herdmauerbaugrube verfüllt war, wurde eine Einbauleistung von maximal 51 000 m³/Tag erreicht. In den Wintermonaten, als größere Niederschläge auftraten und die Transportfahrzeuge überholt wurden, sank die Leistung auf 15 000 m³/Tag. — [Nach: World's highest earth-fill dam completed. Civ. Engng. 28 (1958) H. 11, S. 60.]

W. Plagemann, Dresden.

Baustoff mit Karriere



Immer mehr Aluminium - immer mehr Vorteile

Um mehr als das Sechsfache ist die Verwendung von Aluminium im Bauwesen in den letzten Jahren gestiegen. Das hat seinen guten Grund: die leichte, fast schwerelose Bauweise unserer Zeit verlangt nach einem so leichten, formschönen und doch kraftvollen Bauelement wie Aluminium. Oft wird sie durch unser Metall überhaupt erst ermöglicht.

leicht (spezifisches Gewicht 2,7)
Ersparnis an Material und Transportkosten.

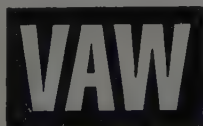
fest Die für Konstruktionszwecke verwendete Aluminium-Legierung AlMgSi F 32 hat eine zulässige Spannung von 1500 kg/cm².

beständig Unempfindlich gegen Witterung und Korrosion, lange Lebensdauer, kein Anstrich.

rationell Durch vielfältige Strangpreßprofile wird der Konstruktions- und Fertigungsaufwand vermindert.

zeitsparend Vorfabrizierte Bauelemente lassen sich leicht transportieren und schnell montieren.

dekorativ Eloxiertes Aluminium behält immer seinen reinen, schimmernden Glanz.



VEREINIGTE ALUMINIUM-WERKE
AKTIENGESellschaft · BONN

aluminium
aus deutschen hütten

Handbuch der Werkstoffprüfung

Zweite Auflage

Herausgegeben unter besonderer Mitwirkung der Staatlichen Materialprüfungsanstalten Deutschlands, der zuständigen Forschungsanstalten der Hochschulen, der Max-Planck-Gesellschaft und der Industrie sowie der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt Zürich

von ERICH SIEBEL

In fünf Bänden

DRITTER BAND

Die Prüfung nichtmetallischer Baustoffe

Bearbeitet von

K. ALBERTI, Köln; W. ALBRECHT, Stuttgart; G. BLUNK, Braunschweig; E. BRANDENBERGER, Zürich; E. BRENNER, Stuttgart; H. BROESE VAN GROENOU, Mannheim; F. BURGSTALLER, J. Krebsöge; K. EGNER, Stuttgart; K. GÖSELE, Stuttgart; O. GRAF †; G. HAEGERMANN, Hemmoor; R. HAUG, Stuttgart; H. HECHT, Berlin; A. HUMMEL, Aachen; F. KAUFMANN, Stuttgart; F. KEIL, Düsseldorf; A. KIESLINGER, Wien; R. KÖHLER, Düsseldorf; F. KOLLMANN, München; Th. KRISTEN, Braunschweig; W. KÜCH, Dortmund; J. LÖFFLER, Witten; H. MALLISON, Essen; H. MAYER-WEGELIN, Hann.-Münden; H. MUHS, Berlin; K. OBENAUER, Düsseldorf; F. DE QUERVAIN, Zürich; W. RODEL, Zürich; G. RODLOFF, Witten; W. SCHÜLE, Waiblingen; W. SCHWADERER, Stuttgart; H. SEEKAMP, Berlin; H. ZUR STRASSEN, Wiesbaden; A. VOELLMY, Zürich; K. WALZ, Düsseldorf; D. WAPLER, Stuttgart; G. WEIL, Stuttgart; H. ZYCHA, Hann.-Münden

Herausgegeben von OTTO GRAF †

Zweite, verbesserte Auflage. Mit 690 Abbildungen. XXXI, 1026 Seiten Gr.-8°. 1957.

Ganzleinen DM 138,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Gegenüber der 1. Auflage von 1941 ist der Umfang des Bandes um 226 Seiten angewachsen. Davon entfallen allein 170 Seiten auf das neu aufgenommene Kapitel über die Prüfung des Baugrundes und der Böden...

Dem einleitenden Kapitel über die Bedeutung und die Entwicklung der Prüfverfahren für nichtmetallische Baustoffe folgen die sehr eingehende Behandlung der Prüfung der Hölzer, der natürlichen und gebrannten Steine, der Kalke, Gipse, Zemente, der Mörtel, des Betons und der Betonwaren sowie der Prüfverfahren für die Trasse, Hochofenschlacken, Magnesiamörtel, Baugläser, der Anstriche, der bautechnischen Papier- und Pappen, Leime, Teere und Bitumen. Neu hinzugekommen und willkommen sind die Ausführungen über die Bestimmung der Wärmedurchlässigkeit, der schalltechnischen Eigenschaften und der Widerstandsfähigkeit gegen Feuer. Den Abschluß bilden Richtlinien für die Entnahme von Materialproben und für die Auswertung und Beurteilung von Prüfergebnissen.

Diese knappe Übersicht über den Inhalt vermag den Wert und die Bedeutung des Werkes leider nur anzudeuten.“

Schweizerische Bauzeitung

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

DK 625.711.1 : 711.73 (71) (047.6)

Trans-Kanada-Straße vor der Fertigstellung

Nach achtjähriger Bauzeit wird im Dezember 1960 voraussichtlich die 7400 km lange Trans-Kanada-Straße fertiggestellt sein, die von Neufundland über Nova Scotia und New Brunswick vom Atlantik durch den Süden von Kanada parallel zur Grenze mit den Vereinigten Staaten bis zur pazifischen Küste bei Vancouver verläuft. Im Zuge dieses gewaltigen Bauvor-

New Brunswick mehrere Durchgangsstraßen im Zuge der transkanadischen Verbindungen zur Verfügung stehen.

Der Straßenzug durchquert in Neufundland und im Gebiete der Rocky Mountains in Britisch-Columbien insgesamt fünf Nationalparks. Besonders hohe Aufwendungen sind im Bereich des Glacier National Park erforderlich. Hier kostet der laufende Kilometer Straße z.T. mehr als 600 000,— Dollar. Schwierigkeiten bereitet die Überquerung der Rocky Mountains. Hier

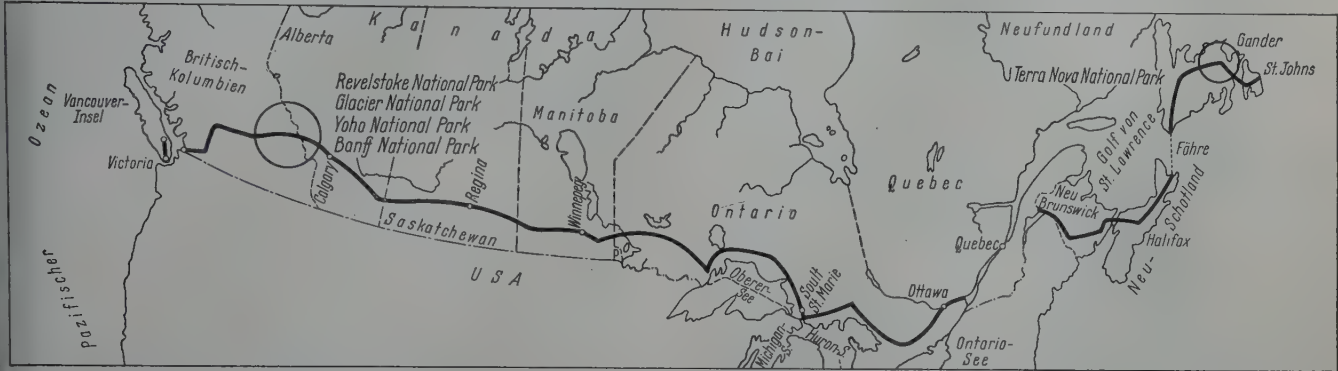


Abb. 1. Die mit einem Kreis gekennzeichneten Abschnitte der Trans-Kanada-Straße haben bei der Baudurchführung besondere Schwierigkeiten bereitet.

habens sind allein 357 Bauwerke größerer Spannweite zu erstellen, von denen 290 bereits fertiggestellt sind.

Die Straße erhält eine zweispurige Fahrbahn von 6,60 m bzw. 7,20 m Breite, deren Dicke für eine 8 to Achslast bemessen ist. Die maximalen Steigungen betragen 6%, Bankettbreite 1,5 bis max. 3,0 m. Die Gesamtbaukosten dieser gewaltigen Bau- maßnahme waren ursprünglich mit 300 Millionen Dollar veran- schlagt. Infolge der inzwischen eingetretenen Preiserhöhungen und der Schwierigkeiten, die sich beim Bau ergeben haben, werden die Gesamtkosten nunmehr 429 Millionen Dollar aus- machen. Ursprünglich sollten die Baukosten dieser Straße je zur Hälfte vom Bund und von den einzelnen Provinzen getragen werden. Wegen der Finanzierungsschwierigkeiten muß jetzt der Kanadische Bund zum Teil bis zu 90% der Kosten über- nehmen. Die Straße wird nach Fertigstellung im Besitz der Provinzen bleiben und auch von den Provinzen unterhalten werden. Die Baukosten für die Abschnitte durch die National- parks werden ausschließlich von der Bundesregierung getragen. Im Bereich der Provinz Quebec ist ein besonderer Ausbau dieses Straßenzuges nicht erforderlich, weil zwischen Ontario und

wurde eine von der Eisenbahn aufgelassene Trasse gewählt, die die Rockies am Rogers Pass überschreitet. Die Canadian Pacific Railway hatte 1916 diese Linie wegen Lawinengefährdung ver- lassen und in diesem Abschnitt eine größere Tunnelstrecke aus- gebaut. Obgleich hier die Straße nur in einer Höhe von 1200 m verläuft, beträgt der durchschnittliche jährliche Schneefall in diesem Bereich mehr als 10 m, der maximale Schneefall mehr als 15 m Gesamthöhe. Unter Mitwirkung des Schweizer Instituts für Schnee- und Lawinenforschung wurde versucht, durch künst- liche Verbauungen die Trasse möglichst lawinensicher zu machen. In den lawinengefährdeten Abschnitten sind unter anderem eine größere Zahl von Erdkegeln von je 8 m Höhe im bergsei- tigen Vorfeld der Straße aufgebaut worden, um die Lawinen zu brechen. Ein besonderes Überwachungssystem und das vor- zeitige Auslösen von gefährlichen Schneefeldern durch Spreng- ungen soll den Übergang über die Rocky Mountains während der winterlichen Jahreszeit sichern. — [Nach G. B. Williams: Trans-Canada-Highway: In Some Spots It's Built the Hard Way. Engng. News-Record 162 (1959) H. 15, S. 38.]

Prof. Dr.-Ing. B. Wehner, Berlin.

DK 625.848.083.5 (047.6)

Fugenverschluß für Zementbetonstraßen

Während bisher beim Bau von Betonfahrbahnen der Fugen- palt in der Oberfläche durch Einschlagen oder Einrütteln in den Frischbeton hergestellt wurde, wird in jüngster Zeit die Fuge nach mehreren Tagen in den bereits abgeordneten Beton eingeschnitten. Das nachträgliche Einschnitten des Fugen- paltes in die Oberfläche ermöglicht bei der Herstellung das Durchbetonieren über den Fugeneinlagen. Der spätere Schnitt muß dann exakt über der Fugeneinlage geführt werden. Die geschnittenen Fugen haben die Fahreigenschaften der Beton- oberfläche zweifellos verbessert.

Aber noch immer leiden die Fugenausbildungen an zwei grundsätzlichen bautechnischen Mängeln. Die bituminöse Fugen- lichtungsmasse haftet in der kalten Jahreszeit beim Zusammen- ziehen der Betonplatten nicht in der erforderlichen Weise an der Fugenwand, und in den entstehenden Spalt zwischen Fugenverguß und Wandung kann Wasser in die Fuge ein- treten. Ein weiterer Schaden tritt häufig nach mehrjähriger Liegedauer dadurch ein, daß die im unteren Teil der Fuge be- findliche Einlage nicht die notwendige Elastizität aufweist, um im Winter, nachdem sie bei warmem Wetter stark zusammen- gepreßt war, wieder den Fugenspalt voll auszufüllen. So wer- den Feinbestandteile aus der unter der Betondecke liegenden Frostschuttschicht in den Fugenspalt hochgedrückt. Dieser Nach- teil kann dadurch gemildert werden, daß unter der Zement- betondecke eine mit Bitumen oder Zement vermörtelte Trag- schicht ausgebildet wird, wie dies jetzt bei Straßen mit schwe- em Verkehr vielfach geschieht.

Zur Dichtung der Fugen gegen Eintritt von Oberflächen- wasser werden neuerdings mehrere von der üblichen Ausbildung abweichende Formen vorgeschlagen, von denen hier eine deut-

sche und eine amerikanische Konstruktion genannt werden sol- len, die jetzt häufig angewendet werden.

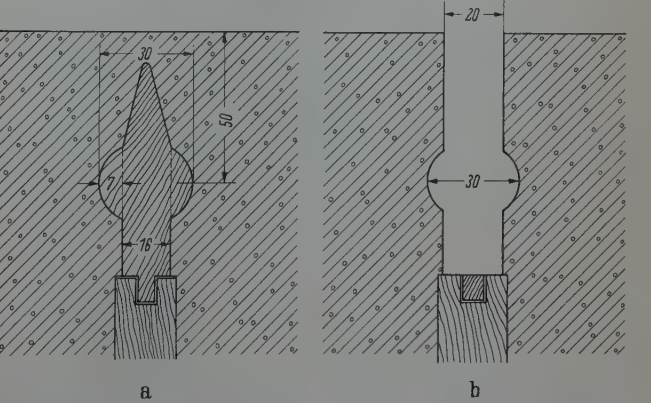


Abb. 1a und b. Herstellen seitlicher Aussparungen im oberen Fugen- spalt nach Reg.-Baumeister a. D. Streit. a) Zustand nach dem Beton- nieren; b) Zustand nach dem Schneiden.

Beim nachträglichen Einschnitten der Fugen entsteht an den seitlichen Wandungen ein sehr glatter Schliff, und damit wird eine wirksame Haftung der Fugenvergußmasse an der Wandung in der kalten Jahreszeit noch mehr als bei der früheren Art der Fugenausbildung erschwert. Aus diesem Grunde wird nach einem Vorschlag von Reg.-Baumeister a. D. Streit in den ein- geschnittenen Fugenspalt eine aus einem Gummischlauch be- stehende, elastische Dichtung eingelegt. Zu diesem Zweck wird im frischen Beton auf die untere Fugenleiste ein Brett mit sei- tlichen Aufwölbungen aufgesetzt (Abb. 1). Dieses Brett wird

beim Einschneiden der Fuge herausgeschnitten, und die im Beton verbliebene hölzerne Ausbauchung, die mit Schalöl angestrichen ist, kann dann leicht herausgestoßen werden. Im Fugenspalt entsteht so eine seitliche Aussparung, in die eine elastische Dichtung eingedrückt werden kann (Abb. 2). Diese unter Spannung stehende Dichtung preßt sich unbeschadet der wechselnden Fugenspaltbreite fest an die Fugenwandung und verhindert das Eindringen von Feuchtigkeit in den unteren Fugenraum (Abb. 3). Anschließend erfolgt das übliche Vergießen mit bituminöser Fugenvergüßmasse. Dank der unter der Vergüßmasse liegenden elastischen Dichtung kann das Vergießen sparsam erfolgen, so daß sich der bei warmem Wetter häufig in der Oberfläche auftretende Wulst aus Vergüßmasse, der sich für den Verkehr unangenehm bemerkbar macht, vermeiden läßt [1].

Eine andere neue Dichtungsform für Zementbetondecken wird aus den USA berichtet [2]. Die Konstruktion besteht aus einem geschlossenen hohlen Kasten aus dünnem Blech, der eine anhaltende Federwirkung gegen die Fugenwandungen ausüben soll. Die Breite des Kastens entspricht der Breite des Fugenspalt; die Höhe ist rund 6 cm (Abb. 4). Für besonders dicke Decken, z. B. auf Flugplätzen, stehen entsprechend größere Fugeneinlagen zur Verfügung. Dieser Kasten aus dünnem Blech, der nur rund 375 g je lfd. Meter wiegt, wird unmittelbar hinter dem Fertiger in den frischen Beton eingerüttelt. Dadurch entfällt die Notwendigkeit des nach-



Abb. 2. Einlegen der elastischen Dichtung.



Abb. 3. Ansicht des eingelegten Schlauches im oberen Fugenspalt.

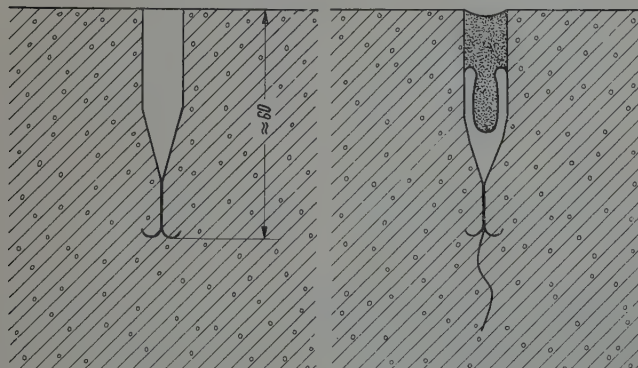


Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 4. Blechkasten als obere Fugeneinlage. — Abb. 5. Eindringen der in der Oberfläche liegenden Kastenfläche nach Abbinden des Betons; anschließend Ausfüllen des oberen Spaltes mit bituminöser Vergüßmasse in der üblichen Weise.

träglichen Einschneidens des oberen Fugenspalt. Nach der Abbinden des Betons wird die in der Fahrbahnoberfläche liegende Fläche des Kastens nach unten eingedrückt, wodurch die Seitenwände der Fugeneinlage fest gegen die Fugenwand gepreßt werden (Abb. 5). Der obere Teil des Fugenspalt wird dann in der üblichen Form mit bituminöser Vergüßmasse ausgefüllt, während die Blecheinlage jetzt einen federnden Druck auf die seitlichen Wandungen der Betonflächen ausüben soll. Diese Fugenkonstruktion wird in größerem Umfang auf amerikanischen Zementbetondecken sowohl für Straßen wie für Flugplätze angewendet. Erst nach mehrjähriger Liegezeit wird man die Frage beantworten können, ob die federnde Wirkung der Blechdichtung in der beabsichtigten Weise erhalten bleibt. — Die Abb. 2 und 3 wurden freundlicherweise von der Zementberatungsstelle Hannover, Reg.-Baumeister a. D. Streitz, zur Verfügung gestellt. Prof. Dr.-Ing. B. Wehner, Berlin.

Literatur

1. Schönberg: Eine neuartige Fugendichtung für Betonstraßen, Straße und Autobahn (1956) H. 8.
2. Unitube: A New Way to Make Joints in Concrete Pavement Engineering News-Record vom 21. Mai 1959.

DK 629.139.1 : 629.135.035.4 : 625.84 (047.6)

Anforderungen an Rollfeldbefestigungen für Düsenflugzeuge

Nachdem im Spätherbst 1958 der planmäßige Passagierverkehr mit den neuen poppellerlosen Düsenflugzeugen im transatlantischen Verkehr aufgenommen worden ist, werden bereits Paris, London und Rom planmäßig von den neuen Flugzeugtypen angefliegen. Mit der weiteren Auslieferung der von den großen Luftfahrtgesellschaften in Auftrag gegebenen Düsenmaschinen gewinnt die Frage einer entsprechenden Ausbildung der Rollfeldbefestigungen auch für weitere europäische Flughäfen Bedeutung. Neben den größeren Längen- und Breitenabmessungen für die Start- und Landebahnen und den Einrichtungen für Lärm- und Blasschutz seien hier besonders die Auswirkungen des Düsenflugbetriebes auf die Dickenbemessung der Rollflächen und die Wahl der Deckenbefestigung genannt. Da für Zivilflughäfen bisher noch keine ausreichenden Erfahrungen zu dieser Frage vorliegen, sind hierzu zwei amerikanische Veröffentlichungen von Interesse, die versuchen, aus der langjährigen Praxis des amerikanischen Düsenflugbetriebes auf dem militärischen Sektor entsprechende Folgerungen für die zivile Luftfahrt zu ziehen [1].

Bemessung der Deckendicken

Während das Abfluggewicht der schwersten Maschinen mit Kolbenmotoren bei der Douglas DC-7C rd. 65 t und bei der Lockheed 1649 (Super Star Constellation) 72,5 t und damit das Gewicht je Hauptfahrbein 30 t bzw. 34 t betragen, weisen bei den neuen Düsenmaschinen z. B. die Douglas DC-8 und die Boeing 707 ein Gesamtgewicht von 140 t bzw. 134 t und je Hauptfahrbein ein Gewicht von 64 t bzw. 61 t auf. Es erhebt sich nun die Frage, ob bei dieser Zunahme der Radlasten die vorhandenen Deckendicken der Rollflächen ausreichen.

Zur Bestimmung der Deckendicken von Rollflächen auf Zementboden stehen auch für diese neuen Flugzeugtypen bereits die aus dem Straßenbau bekannten Entwurfstafeln nach Pickett und Ray der amerikanischen Portland Cement Association zur Verfügung, die auf der Westergaard-Formel aufbauen und bei denen nach Bestimmung der „Bettungsziffer“ des Bodens aus dem Plattendruckversuch für die gegebenen Radlasten die erforderliche Deckendicke unter Berücksichtigung der zugelassenen Biegezugspannung des Betons abgelesen werden kann. Nach Erfahrungswerten wird außerdem die voraussichtliche Zahl der Lastwiederholungen während der Lebensdauer der Decke für die Festlegung der Deckendicke berücksichtigt.

Für flexible Decken stehen ebenfalls nach empirischen Daten aufbaute Tafeln zur Verfügung. Auch hier wird wie bei starren Belägen empirisch die Zahl der Lastwiederholungen in Rechnung gesetzt. Zur Benutzung dieser Tafeln muß nur die Kennzahl des Bodens aus dem CBR-Test und die Radlast des Flugzeugtyps bekannt sein. Für die oberste Lage des flexiblen Belages wird ein Asphaltbeton von mindestens 7,5 cm Dicke gefordert.

Interessant sind die erforderlichen Deckendicken, die sich beispielsweise für die schweren Typen der Flugzeuge mit Kolbenmotoren und die neuen Maschinen mit Düsentriebwerken ergeben. Bei einem Boden durchschnittlicher Qualität mit einem CBR-Wert von 12 % ergibt sich z. B., daß trotz der wesentlich höheren Radlasten eine Zementbetondecke von 28 cm, die für schwere Kolbenmaschinen bemessen ist, kaum oder nur gering-

igig dicker zu sein braucht, während bei den flexiblen Be-
gen beispielsweise für die propellerbetriebene Douglas DC—7
eine Deckendicke von 48 cm und für die mit Düsentriebwerk
usgerüstete Douglas DC—8 eine solche von 66 cm erforderlich
werden. Die starre Decke kann eben durch ihre Plattenwirkung
ie Last besser verteilen. Dabei ist darauf hinzuweisen, daß
ie schwersten Typen der Maschinen mit Propellerantrieb je
ahrbein nur zwei Einzelräder haben, während die Düsen-
maschinen je Fahrbein mit zwei Tandemrädern ausgerüstet sind.

Hitzebeständige Deckschichten für den Düsenbetrieb

Die obengenannte zweite amerikanische Arbeit berichtet
ber Erfahrungen auf militärischen Flughäfen durch Einwirken
es heißen Abgasstrahles der Düsentriebwerke auf die Ober-
flächen der befestigten Flächen. Dabei spielen Höhe, Durch-
messer und Neigungswinkel des Ausstoßes gegen die Fahrbahn
owie Temperatur und Geschwindigkeit des heißen Abgasstrahles
ie Hauptrolle. Bei den Beobachtungen hat sich gezeigt, daß
icht aufgebaute bituminöse Beläge der Hitze- und Blaseinwir-
ung der Düsentriebwerke bis zu einer Temperatur von etwa
50° C widerstehen können, wenn der Neigungswinkel des Aus-
stoßes gegen die Oberfläche geringer als 6° ist. Bei längeren
robelaufen haben sich bei Temperaturen über 180° C Schäden
n bituminösen Oberflächen eingestellt. Bei Zementbetondecken
urden im allgemeinen keine Schäden festgestellt, wenn die
emperatur 500° C nicht überstieg. Bei höheren Temperaturen
is 800° C sind hitzebeständige Zuschlagstoffe erforderlich. Auf
en militärischen Flughäfen wird gefordert, daß die Zurröll-
ahnen, Parkstände, Tankstände und die Köpfe der Start- und
andebahnen aus Zementbeton hergestellt werden. Diese For-
erung erscheint für Zivilflugplätze zu weitgehend. Von der
erikanischen Luftwaffe ist eine Reihe von dünnen, hitze-
eständigen Schichten entwickelt worden, die auf den vorhan-
enen Belag mit Kunstharzmörteln aufgebracht werden können.
Die übliche Methode, Zementbetonschichten aufzubetonieren,
at sich für diese Zwecke nicht bewährt.

Auch das Überlaufen von Düsentreibstoffen kann den Be-
stand der Decken, besonders bituminöser Decken und Fugen-
ergußmassen von Zementbetondecken, gefährden, wenn hier-
uf beim Aufbau des Deckengemisches nicht besondere Rück-
sicht genommen wird. Durch die Anreicherung mit Leicht-
mittelölen leidet die Standfestigkeit des bituminösen Belages,
eine Erscheinung, die wir auch bei Straßenbelägen an Bus-
altestellen und Tankstellen durch die Einwirkung von Tropföl
eobachten.

Professor Dr.-Ing. B. Wehner, Berlin.

Literatur

1. Belmont U. Duvall: Special Pavement Requirements for
et Aircraft Operations, und F. M. Mellinger, R. G. Ahlvin und
F. Carlton: Pavement Design for Commercial Jet Aircraft.
ournal of the Air Transport Division, Proc. of the American Soc.
f Civ. Engineers; Vol. 85, No AT 2, Mai 1959.

DK 624.138.5.001.86 (047.6)

Elektro-osmotische Bodenverfestigung

Über dieses noch junge Gebiet dürften Angaben von einer
Großausführung beachtenswert sein.

Bei der Brücke über den Little Pic River im Zuge der Trans-
Canada-Autostraße waren zwei Pfeiler und ein Widerlager
durch 20—40 m mächtige Schlammschichten mit Sandeinlagerun-
gen bis auf den festen Fels zu gründen. Schon zu Beginn der
Rammung von Gerüstpfählen traten Rutschungen auf, welche
asch zu 60 m Breite ausliefen und die Ausschachtung bis zu
4,5 m Höhe wieder ausfüllten. Der Boden war so empfindlich
und labil, daß die geringste Erschütterung weitere Rutschungen
uslöste. Man stand vor der Wahl einer neuen Gründungs-
methode und verglich Gefriergründung, chemische Bodenver-
festigung, Spundwandumschließung, Brunnen- oder Druckluft-
gründung und sogar den Totalaushub mit einer elektro-osmoti-
schen Bodenverfestigung. Die Wahl fiel auf letztere Methode.
Im Labor von Casagrande an der Harvard Universität wurden
ie Untersuchungen auf Wassergehalt, Sensitivität, elektro-os-
motische Leitfähigkeit und Wasserführung sowie Porenspannung
durchgeführt. Bei einem Wassergehalt über 24 % des Trocken-
gewichtes wurde der Boden sehr schnell hochempfindlich gegen
Erschütterungen. Der natürliche Wassergehalt im Gelände war
26 %. Es ergab sich daraus, daß eine elektro-osmotische Ent-
wässerung, die den Wassergehalt um nur 3 % erniedrigen
würde, genügen müßte, um eine hinreichende Stabilität gegen
Böschungsrutschung herbeizuführen.

Der elektro-osmotische Koeffizient der Durchlässigkeit bei
eindimensionalem Fluß wurde mit etwa $1,5 \times 10^{-5}$ cm/s je
Volt/cm gefunden. Die Leitfähigkeit des Schlicks wurde mit
rd. 3×10^{-4} Ohm $\cdot$ cm $^{-1}$ festgestellt, was einen durchschnitt-

lichen niedrigen Energieverbrauch erwarten ließ. Schließlich war
auf Grund der Laboruntersuchungen für das vorgesehene elek-
trische Potential eine bemerkenswerte Festigkeitszunahme inner-
halb von 7 Tagen zu erwarten.

Nach Feststellung der Wirtschaftlichkeit durch Feldversuch
wurde zunächst eine 90 cm dicke Kiessandschicht aufgebracht,
um den freigelegten Schlick gegen Frost zu schützen. Die Er-

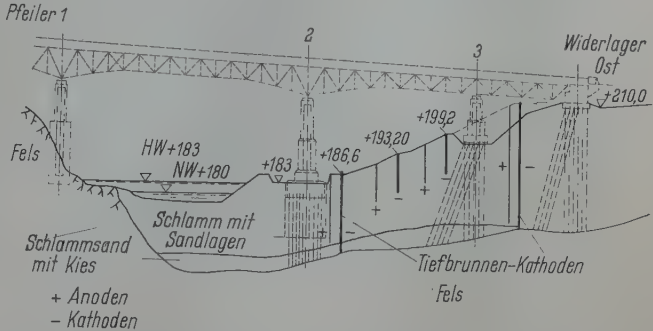


Abb. 1. Querschnitt durch die elektro-osmotische Installation.

fahrung hat gezeigt, daß ohne einen solchen Schutz die Böschung
im Frühjahr infolge Auftauens von Eislinsen rutschgefährdet
sein muß. Gleichzeitig war es möglich, in dieser Deckschicht
Bermen anzulegen, die den Zugang zur Baustelle erleichterten
und von denen aus beginnend am Böschungsfuß entsprechend
der schematischen Skizze mehrere Reihen kurzer Anoden von
12 m Länge mit dazwischenliegenden Kathoden gleicher Länge
eingebracht wurden. Dann folgten an der Böschungskrone und
am Böschungsfuß noch je eine Reihe tiefer Anoden (24—36 m
lang) und Kathoden (30—42 m lang). Die Elektroden hatten
untereinander in den Reihen einen Abstand von 1,80—3,00 m,
und die Reihen unter sich hatten etwa 15 m Abstand, in der
Böschung gemessen.

Die kurzen Elektroden wurden mit Spülhilfe eingeschlagen,
die tiefen Elektroden ebenfalls gespült, aber in Kombination mit
einer Brunnenbohrmethode. Die kurzen Kathoden wurden mit
Wellpoint-Pumpen durch eine gemeinsame Saugleitung ent-
wässert, während die tiefen Kathoden-Brunnen mit Tiefpumpen
besetzt waren.

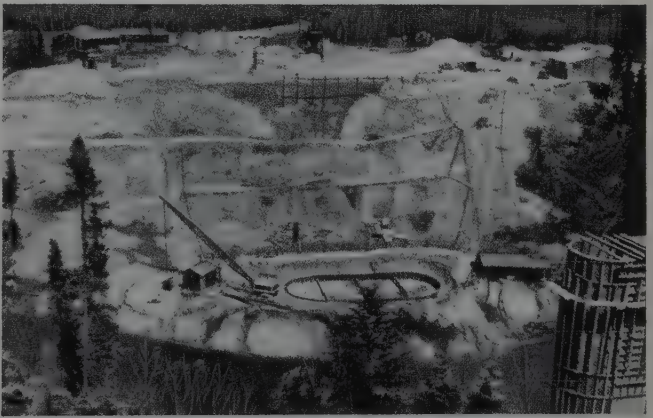


Abb. 2. Blick auf Baugrube des Pfeilers 2 und Böschung vor Pfeiler 3.

Um auch bei den auftretenden Temperaturen von — 20 bis
— 30° C entwässern zu können, wurden alle Leitungen sorg-
fältig isoliert. Während beim Bau der Elektroden jede Pumpen-
unterbrechung ein Gefrieren des Wassers auch bei höherer
Wassergeschwindigkeit im Gefolge hatte und viel Störungen auf-
traten, ergaben sich später, als die Anlage lief, sehr wenig
Störungen.

Der Betrieb wurde mit 100—150 Volt bei geringen Ampère-
Werten während der Stabilisierungsperiode mit 24 Std./Tag
durchgeführt. Nach 3 Monaten war der Wassergehalt um 4 1/2 %
gesunken, das Einheitsgewicht des nassen Schlicks um etwa
100 kg/m 3 gestiegen und der Grundwasserspiegel im Schlick
an der Krone der Böschung um etwa 12 m, am Fuß der Bö-
schung um etwa 14 m gesunken. Die Wirksamkeit zeigte sich
in der beim Aushub mit 1 : 1 möglichen Böschungsneigung, die
auch beim Rammen nicht auslief. — [Nach R. W. Loughney
and W. E. Hickey: Electricity Stabilizes Bridge Subsoil.
Engng. News-Record 162 (1959) H. 15, S. 41—46.]

Dr.-Ing. E. Bachus, Frankfurt a. M.

DK 624.15 : 666.97.031.5 (047.6) (425.1)

Bau der großen Fundamente für das Kraftwerk in Castle Donington aus über 25000 m³ Ausgußbeton

Es handelt sich bei diesen Arbeiten um eine Ausführung nach dem Colcrete-Verfahren, bei dem bekanntlich das Gesteinsgerüst aus vorher eingebauten Grobzuschlägen von im allgemeinen größerem Dmr. als 38 mm mit einem „kollodialen“ Mörtel (Colgrout) im aufsteigenden Strom vermörtelt wird. Im Gegensatz zum Prepekt-Verfahren werden zur Herstellung dieses Mörtels keine Zusatzmittel verwendet. Die erforderliche Fließfähigkeit erlangt der Colgrout allein durch mechanisches Mischen bei hoher Geschwindigkeit (1500 bis 2000 U/Min.) in Sondermischern [1—3]. Colgrout verbindet sich nicht mit weiterem Wasser und eignet sich zum Spritzen und Injizieren. Das nach diesem Verfahren vermörtelte Gesteinsgerüst hat die Bezeichnung Colcretebeton. Er hat eine hohe Festigkeit, geringe Schwindung und große Wasserdichtigkeit.

Seit der Einführung in Deutschland 1954 wurden größere Massenbetonbauten bisher nur selten ausgeführt. Die größten Arbeiten dürften sein: die Verfestigung eines Kolkes im Rhein mit über 4000 m³ Colcrete-Unterwasserbeton (1958) und der Bau der Schleusen- und Sielsohlen der Tidesperr- und Sturmflutwerke in Bremerhaven mit über 5600 m³ Colcrete-Unterwasserbeton (1958/59) sowie im Schachtbau beim Abteufen von Schächten im Ruhrgebiet mit fast 10 000 m³ Colcrete-Stahlbeton (1957/59). Nachdem im Ausland in den letzten Jahren über 1 000 000 m³ Colcrete-Ausgußbeton zu Staumauern, Docks, Großfundamenten und im Reaktorbau eingebaut worden sind, soll hier über die Herstellung von Großfundamenten im Kraftwerksbau berichtet werden.



Abb. 1. Herstellen des 1. Bauabschnittes; Vermörteln des 0,90 m hoch eingebauten Gesteinsgerüsts in einem Arbeitsgang von unten nach oben.



Abb. 2. Vermörteln des vorher eingebauten Gesteinsgerüsts (1. Abschnitt) mit Colgrout mit Hilfe von Injektionsrohren.

Beim Bau des Kraftwerkes in Castle Donington in der Nähe von Derby (Großbritannien), der 1953 für die British Electricity Authority begonnen wurde, mußten sehr hohe Fundamente erstellt werden. Sie sind über 5,50 m hoch, enthalten eine Menge Einbauten (Rohre, Anker usw.) und sind bewehrt. Sie wurden nach dem Concrete-Verfahren aus über 25 000 m³ Ausgußbeton in mehreren Abschnitten erstellt. Der erste Abschnitt hatte eine Höhe von 0,90 m (Abb. 1) und der zweite war 4,40 m hoch (Abbildung 5).

Zuerst wurden die Injektionsrohre (1,5" ϕ) mit einem Abstand von

1,80 m voneinander gestellt, in geeigneter Weise festgelegt und die Grobzuschläge ($\phi > 38$ mm) um sie herum eingeschüttet, wodurch die Rohre einen Halt bekamen. Danach wurden die Montageabsteifungen der Injektionsrohre, die hauptsächlich aus Rohrgerüsten bestanden, wieder entfernt, damit die Injektionsrohre nach dem Vermörteln (= Injizieren) gezogen werden konnten. Nach dem Einbau des Gesteinsgerüsts bis zur vorgesehenen Höhe von 0,90 m wurden die Injektionsrohre um einige Zentimeter gezogen und nacheinander an bewegliche Anschlüsse mit Schlauchleitungen angeschlossen, die man mit Colgrout beschickte (Abb. 1 und 2). Die zugeführte Mörtelmeng sollte so groß sein, daß über 20 cm Höhe des Gesteinsgerüsts in der Stunde in aufsteigendem Strom vermörtelt wurde. Aus der stündlich einzubringenden Mörtelmeng ergab sich die Anzahl der gleichzeitig zu beschickenden Injektionsrohre und die erforderliche Leistung der später beschriebenen Colgrout-Herstellung- und -Förderanlage. Abb. 1 zeigt die Injektionsarbeiten am 1. Abschnitt, vorne einen bereits fertigen Teil, wo die Injektionsrohre schon gezogen und entfernt worden sind, und hinten einen, der noch nicht vermörtelt worden ist, mit

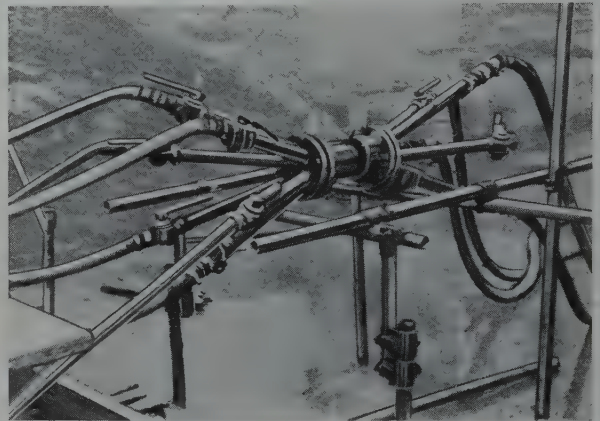


Abb. 3. Rohrverzweigung zum Verteilen des von der Colgrout-Herstellungsanlage zur Einbaustelle gepumpten Mörtels auf die Injektionsrohrzuleitungen.

Injektionsrohren. Auf Abb. 2 wird gerade der Colgrout-Zuführungsschlauch vom Injektionsrohr getrennt, weil der Mörtel das Gesteinsgerüst bis zur vollen Höhe (90 cm) vermörtelt hat. Abb. 3: eine Rohrverzweigung, mit Hilfe deren der in mehreren Schläuchen bzw. Rohren (2" ϕ) oder bei größeren Entfernungen in einem starken Rohr (100 mm ϕ) zur Einbaustelle gepumpte Colgrout auf die Schlauchleitungen verteilt wird, an die die einzelnen Injektionsrohre angeschlossen sind.

Nach dem Bau des 1. Abschnittes wurde die wegen der großen Fließfähigkeit des Colgrout wasserdicht auszubildende Schalung für den 2. Bauabschnitt aufgestellt und die in Abb. 4 gezeigten Rohre mit 2,90 m ϕ verlegt und gegen Auftrieb



Abb. 4. Einbau der Injektionsrohre und des Gesteinsgerüsts für den 2. Bauabschnitt, dessen Höhe 4,40 m betrug.

während des Injizierens verankert. Dann verlegte man die Bewehrung — u. a. auch Spannkabelverankerungen für den aufgehenden Teil über dem 4,40 m hohen 2. Bauabschnitt —, setzte die Injektionsrohre und baute das Gesteinsgerüst von Hand ein. An manchen Stellen mußte das Gesteinsgerüst von Hand eingebaut werden. Das Vermörteln erfolgte wie beim 1. Abschnitt jedoch in einzelnen Blöcken, in die jeweils 1150 m³ Colgrout in einem Arbeitsgang innerhalb von 30 Stunden gepumpt wur-

len. Man begann damit am äußersten Ende des Blocks und ging auf ganzer Breite nach einem vorher im einzelnen genau festgelegten Injektionsplan weiter zum entgegengesetzten Ende, bis im Gesteinsgerüst eine durchgehende Schicht von rd. 30 cm Höhe vermörtelt worden war. Diese Arbeitsweise wiederholte sich bis zur vollen Höhe des Blocks (4,40 m). Das Steigen des Colgrout-Spiegels wurde laufend durch die Injektionsrohre überwacht. Da die Injektionsrohre aus 1,20 m langen, verschraubten Rohrschüssen bestanden, konnten sie beim Herausziehen aus dem Gesteinsgerüst gekürzt werden, so daß der Rohranschluß zum Injizieren der nächsten Schicht und zum Messen der Mörtelspiegelhöhe leicht zugänglich war. Um Verstopfungen innerhalb der Injektionsrohre zu vermeiden, war es wichtig, daß sie sofort nach dem Trennen von der Mörtelführungsführungslleitung hochgezogen wurden über den Colgrout-Spiegel im vermörtelten Gesteinsgerüst.

Sechs Colcrete-Zweitrommelmischer Mark III (1121) stellten gleichzeitig Colgrout für mehr als 46 cbm Colcrete-Ausgußbeton in der Stunde her. Das Mischungsverhältnis des Colgrout betrug 1:2,5 in Gewichtsteilen. Der Zement wurde lose in Kesselwagen angeliefert, mit Druckluft in Silos mit 7 t Fassungsvermögen neben den Colcrete-Mischern abgefüllt und den einzelnen Mischtrommeln abgewogen zugeführt. Auch die Sandzugabe erfolgte gewichtsmäßig, und zwar aus zwei großen Sandsilos mit Zuteilern. Das Wasser-Bindemittel-Verhältnis wurde ständig überwacht. Den Mischern führte man deshalb über Meßbehälter ganz bestimmte Mengen Wasser unter Berücksichtigung des Wassergehaltes vom Sand zu. Vier Colmono-Pumpen Mod. 10 (350 l) nahmen den Mörtel von den Colcrete-Mischern auf und pumpen ihn durch eine Rohrleitung (100 mm ϕ) über mehr als hundert Meter weit zur Baustelle, wo er mittels einer Rohrverzweigung (siehe Abb. 3) auf die Zuleitungen zu den Injektionsrohren verteilt wurde.

Die geforderte Druckfestigkeit von 158 kg/qcm am 28 Tage alten Würfeln ist von allen Proben auf dieser Baustelle überschritten worden. So wiesen z. B. Würfel mit 15 cm Kantenlänge nach 7 (28) Tagen eine Druckfestigkeit von 154 (218) kg/qcm auf. — Nach dem Entschalen konnte man feststellen, daß sämtliche Hohlräume des Gesteinsgerüsts vollkommen mit Colgrout ausgefüllt waren.

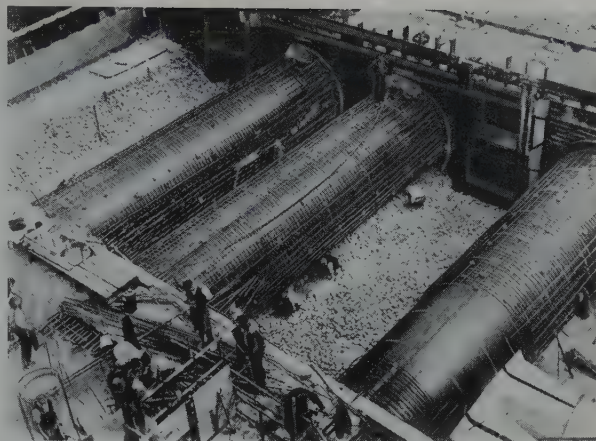


Abb. 5. Blick in die Schalung mit Einbauten, Bewehrung, Injektionsrohren und zum Teil eingefüllten Grobzuschlägen (2. Bauabschnitt).

Als Vorteile dieses Verfahrens wurden hier angegeben: Geringere Kosten für die Baustelleneinrichtung, da nur 40—50 % des Betons durch die Misch- und Förderanlage gehen, geringerer Bindemittelverbrauch (180—200 kg Zement/cbm Colcrete-Beton) und schnellerer Arbeitsfortschritt. — Die Arbeiten nach dem Colcrete-Verfahren wurden von der Cementation Company Limited, London, ausgeführt. — [Nach Freemant Fox: An application of the Colcrete Process in the construction of Heavy Boiler Foundations and Turbo-Blocks at Castle Donington Power Station for the British Electricity Authority. Printed 1955 by C. Nicholls and Comp. Ltd.] G. Brux, Darmstadt.

Literatur

1. A. Chaumont: La méthode Colcrete. Les Travaux souterrains. Technique Moderne Construction 4 (1959), S. 3/9.
2. L. T. Davies: The Colcrete process its advantages and applications. Liverpool: 1954, R. C. French Ltd.
3. G. Brux: Das Colcrete-Verfahren, seine Weiterentwicklung und Anwendung als Massen-, Unterwasser- und Spritzbeton sowie für Zement-Kolloid-Injektionen in Deutschland; Baumaschine und Bautechnik, 5 (1958), S. 299—305 und S. 343—349.

Buchbesprechungen

DK 666.97 : 620.193.27/.4 (023)

Seidel, Dr. phil. K.: **Über das Verhalten von Beton in chemisch angreifenden Wässern** (Zusammenfassender Bericht). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 134. 52 S., 21 $\times$ 29,8 cm mit 69 Abb. und 25 Zahlentafeln. Berlin: W. Ernst & Sohn 1959. Brosch. 14,— DM.

Mit zunehmender Bedeutung des Betons und Stahlbetons im Hoch-, Tief- und Wasserbau wurde schon bald die Frage nach dem Verhalten von Beton in betonangreifenden Wässern und Böden aufgeworfen. Seit einigen Jahrzehnten führt man Versuche durch, um einer Beantwortung dieser Frage näherzukommen. Alle Untersuchungen und Überlegungen führten zur Aufstellung entsprechender Richtlinien und im Jahre 1953 zur ersten Fassung von DIN 4030 „Beton in betonschädlichen Wässern und Böden“, die Festlegungen hinsichtlich der Schädlichkeit der Wässer, wie auch der zu ergreifenden Maßnahmen enthält, von denen einige allerdings schon wieder einer Überarbeitung bedürfen.

Die vorliegende Arbeit stellt eine wesentliche Ergänzung und Bestätigung der bisherigen Erfahrungen dar. Sie berichtet über Betonversuche, die die Emschergenossenschaft in Hörde mit Haldenabwässern durchführte, über die Ergebnisse der 3. Versuchsreihe im Presseler Moor, über die Besichtigung von Betonbauten an der Nordseeküste (23. bis 26. 9. 1951) und über die Besichtigung von Uferschutzbauten aus Beton auf Helgoland (17. 6. 1952).

Der behandelte Stoff ist gut geordnet und die Darstellung knapp, aber klar und einfach. Die zahlreichen Tafeln und Bilder gestatten dem weiter Interessierten einen tieferen Einblick. Der Betontechnologe wünscht sich in einigen Fällen vielleicht eine etwas weitere Auswertung, soweit das bei den vorliegenden Ergebnissen möglich ist. Zur besseren Beurteilung der Zusammenhänge hätte man zum Beispiel in Tafel 10 die Mischungsverhältnisse in Gewichtsteilen oder sogar in Stoffraumteilen angeben und Mitteilungen über die Beton- bzw. Zementsteinporosität machen können. Die Angaben der Tafel 10

über das Raumteilmischungsverhältnis, über Wasserzusatz und -gehalt in % sind für den technologisch nicht geschulten Bauingenieur nichtssagend. Einer Überprüfung bedürfen die Angaben der Tafel 1 über Schwefelgehalt und Schwefelverbindungen. Die Angaben der Tafeln 11 und 12 sind hinsichtlich des Gehaltes an aggressiver Kohlensäure mit Vorsicht zu betrachten.

Diese Dinge schmälern jedoch nicht den Wert der sonst guten Zusammenstellung, die insgesamt eine Bereicherung der bisherigen Erfahrungen darstellt. Jedem Bauingenieur, der sich öfter mit dem Verhalten von Beton in betonangreifenden Wässern und Böden zu befassen hat, kann eine Durchsicht der Arbeit nur empfohlen werden. Die dort festgestellten Ergebnisse, von denen ein Teil bekannt war und die bisherigen Erfahrungen bestätigt, sind für die meisten der praktisch vorkommenden Fälle bedeutungsvoller als Fragen nach der zu verwendenden Zementart. Die Arbeit bringt klar zum Ausdruck, daß bei genügend hohem Zementgehalt, kleinem Wasserzementwert, guter Verdichtung und sorgfältiger Nachbehandlung, d. h. bei Herstellung eines dichten und genügend festen Betons, mit nennenswerten Schäden an Beton, der nach ausreichender Erhärtung üblichen Meer-, Moor- oder ähnlichen Wässern ausgesetzt wird, nicht zu rechnen ist.

J. Bonzel, Düsseldorf.

DK 699.8 : 622.838 (023)

Luetkens, Dr.-Ing. habil. O., Hon.-Prof. an der Techn. Universität Berlin-Charlottenburg: **Bauen im Bergbauggebiet**. Bauliche Maßnahmen zur Verhütung von Bergschäden. XI u. 163 S., 4°, mit 176 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957. Geb. 34,50 DM.

Im Zeitalter der fortschreitenden Automation wird immer häufiger gefordert, Bergschäden auszuschließen. Damit erweitert sich der Kreis von Fachkollegen, die sich mit dem Problem der Bergschadensicherung zu beschäftigen haben. In der Literatur ist das Gebiet wenig behandelt worden. Der Verfasser veröffentlichte 1941 eine rasch vergriffene, kleine Schrift zur Einführung in die Bergschadenkunde. Aus den auf einen klei-

nen Kreis beschränkten praktischen Erfahrungen wurden unterschiedliche Folgerungen gezogen, da eine gemeinsame Beurteilungsbasis fehlte. Es ist das besondere Verdienst des Verfassers, mit seinem Buche diese Lücke geschlossen zu haben.

Der erste der fünf Abschnitte des Buches befaßt sich eingehend mit der Formänderung der Erdoberfläche als Funktion der Abbauverhältnisse und der Deckgebirgsstruktur mit dem Ziel, aus den markscheiderischen Vorausberechnungen die für die Bergschadensicherung benötigten Ausgangsdaten ablesen zu können. Im folgenden Abschnitt wird die Frage erörtert, wie sich die Formänderungen des Bodens auf das Einzelbauwerk auswirken und welche Kraftwirkungen am Bauwerk ausgelöst werden. Es ergeben sich daraus die Grundformen der Vollsicherung sowie die Möglichkeiten, die sich für eine Teilsicherung bieten. Die gegenseitige Beeinflussung aneinandergrenzender Einzelbauwerke ist in einem dritten Abschnitt gesondert behandelt. Die in den ersten Abschnitten gewonnenen Erkenntnisse werden im vierten Abschnitt an Beispielen aus dem städtischen Hochbau, dem Industriebau und dem Ingenieurbau veranschaulicht. Der letzte Abschnitt bringt Regeln für die Ausführungen von Bauten im Einflußbereich des Untertagebergbaues. Sie beziehen sich auf Lastannahmen, auf die Festlegung des für den jeweiligen Einzelfall zweckmäßigen Grades der Bergschadensicherung, auf die besondere baulich-konstruktive Lösung bei den gebräuchlichen Tragsystemen und auf die Frage der Beanspruchbarkeit der Baustoffe im Falle der Bergbaueinwirkung.

Mit dem vorliegenden Buch hat der Verfasser das Problem der aktiven Sicherung gegen Bergschäden auf eine sichere Grundlage gestellt, die es ermöglicht, die praktischen Erfahrungen auf einen gemeinsamen Nenner zu bringen und auszuwerten.

P. Stein, Aachen.

DK 624.042 : 624.075.2 (041)

Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen.

Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband. Mit Beilage E. Chwalla: Die neuen Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen. Sonderdruck aus Bauingenieur 34 (1959). 68 S., Gr. 21 × 29,7 cm, mit 28 Abb. Köln: Stahlbau 1959. Brosch. 9,— DM.

Die allgemeine Aufstellung und Lösung von strengen Stabilitätskriterien für ganze Fachwerke oder Teile derselben, Stockwerkrahmen u. dgl. führt schon bei verhältnismäßig einfachen Systemen meist zu einem großen Rechenaufwand. Das gleiche gilt auch für Spannungsprobleme, bei denen die Theorie zweiter Ordnung nicht mehr vernachlässigt werden darf. Die Schwierigkeiten steigen hierbei noch beträchtlich, wenn für einzelne oder alle Stäbe der plastische Bereich in Frage kommt. Solche Untersuchungen werden aber sofort denkbar einfach, wenn die wesentlichen und grundsätzlichen Arbeiten schon im vorhinein durchgeführt werden und in Form von Tafelwerken oder Kurventafeln zur Verfügung stehen. Bei Verwendung solcher Tafelwerke werden die kritischen Belastungen in der Regel nicht allgemein, sondern zahlenmäßig bestimmt. Stabilitätsuntersuchungen selbst können dabei mittels verhältnismäßig einfacher Kriterien durchgeführt werden.

Auf Grund der von E. Lundquist entwickelten Knickbedingungen wurden von diesem und W. D. Kroll Tafeln für die Steifigkeiten längsbelasteter Stäbe und die zugehörigen Übertragungsfaktoren, mit für die Rechnung genügend kleinen Intervallen, aufgestellt. Diese Tafeln wurden zum Teil von E. Chwalla, zum Teil von E. Schaber umgerechnet und durch neue Funktionen erweitert. Nunmehr wurden diese Tafeln durch den Deutschen Stahlbau-Verband herausgegeben.

Eine grundsätzliche zusammenfassende Veröffentlichung von E. Chwalla, die diesen Tafeln beigelegt ist, zeigt die überaus vielseitigen Möglichkeiten auf, die mit Hilfe dieses Tafelwerkes in einfacher Weise erfaßt werden können.

Dieses Tafelwerk wird bald ein unentbehrliches Hilfsmittel für alle Ingenieure sein, die sich mit solchen Problemen praktisch zu beschäftigen haben. Daher gebührt dem Deutschen Stahlbau-Verband für die Drucklegung besonderer Dank.

K. Sattler, Berlin.

DK 624.041 : 624.07 (022) = 2

Benjamin, Prof. J. R.: Statically Indeterminate Structures. (Statisch unbestimmte Systeme.) IX u. 350 S., 15 × 23 cm mit zahlr. Abb. New York/Toronto/London: McGraw-Hill Book Co. Inc. 1959. Geb. 85/6 s.

Das Buch gibt eine neuartige und originelle Einführung in die Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Die Tatsache,

daß der entwerfende Ingenieur zunächst nur eine überschlägige Abschätzung des Kräftespiels in der Tragkonstruktion benötigt, hat den Verfasser veranlaßt — fußend auf der physikalischen Anschauung — mit oberen und unteren Schranke für diesen Kräfteverlauf zu arbeiten. Die Einführung des reifen Studenten in die Betrachtung des unter Last verformten Tragwerkes wird ergänzt durch eine sehr klare Darstellung der Zusammenhänge zwischen Formänderungen und Schnittkräften. Der selbstverständlichen Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen folgt die schrittweise Anpassung an die Formänderungsbedingungen auf dem Wege der Verbesserung der Verformungsfiguren. Der Leser wird veranlaßt, die Anfertigung von Skizzen der statisch unbestimmten Rechnung zunächst vorzuziehen und erst dann mit der Rechnung einzusetzen, wenn bereits durch Skizzieren die elastischen Zusammenhänge und das Kräftespiel im Prinzip und in der Größenordnung klargelegt ist. Durch die Anschaulichkeit der Entwicklung wird auch der Übergang von der elastischen zur plastischen Berechnung von Tragsystemen erleichtert, da die Stellen der plastischen Gelenke und die Reihenfolge ihrer Ausbildung besser abgeschätzt werden können. Über die Berechnung von Durchlaufträgern im Rahmen nach dem Traglastverfahren finden sich wertvolle Hinweise, ohne jedoch auf die vielfältigen Probleme der plastischen Entwurfs näher einzugehen.

Der Verfasser behandelt die ebenen Stabsysteme (Durchlaufträger, Rahmen, Fachwerke), wobei er größten Wert auf die angenäherte Auffindung der Momentenlinie durch Skizzieren der Verformungsfigur legt. Durch das probeweise Aufsuchen der Momentennullpunkte und die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen sind sodann die weiteren Voraussetzungen für die Abschätzung des Kräftespiels gegeben. Auch die Berechnung von seitenverschieblichen Stockwerkrahmen wird auf schrittweisen Näherungsstufen aufgebaut.

Neuartig in dieser Form ist die systematische Entwicklung von Näherungsverfahren für die Berechnung von aus Scheiben zusammengesetzten Systemen, wobei an Stelle der einzelnen Rahmenteile Wände treten, welche die Normal- und Schubspannungen aufnehmen. Diese Wände können auch ausgesteift oder mit Randgliedern versehen sein. Die Berechnung dieser Faltwerke erfolgt im Wege der schrittweisen Annäherung, wobei allerdings die Voraussetzungen der Trägerlehre im wesentlichen beibehalten werden. Die Zusammenhänge an den Schnittkanten werden nur angenähert (durch Mittelwertbildung) erfaßt. Ein weiterer Abschnitt ist den Tragsystemen mit gekrümmten Achsen gewidmet, wobei die Abschätzung des Kräfteverlaufs durch Aufzeichnen einer angenäherten Drucklinie wesentlich erleichtert wird. Den Abschluß bilden Betrachtungen über Systemwahl und Dimensionierung bei geringstem Baustoffaufwand.

Das Buch ist bei der heutigen Tendenz der Schematisierung der Berechnungsmethoden ein erfrischendes Beispiel für die Pflege der Anschauung und des statischen Gefühls und kann Studierenden, welche bereits die statischen Grundkenntnisse erworben haben, warm empfohlen werden. Auch der entwerfende Ingenieur wird darin Anregungen finden.

H. Beer, Graz.

DK 69.057.62 : 624.014.2 : 69.001.3 : 351.785.077.6 (023)

Roloff, P.: Das Stahlrohrgerüst. 184 S., DIN A 5, mit 301 Abb. Berlin: Ullstein Fachverlag 1957. Geb. 22,— DM

Die zunehmende Verwendung hat den früher engen Kreis derjenigen, die sich mit Stahlrohrgerüsten befaßten, wesentlich erweitert. Es lag deshalb ein Bedürfnis nach einer gesonderten Darstellung vor. Diesem trägt der Verfasser Rechnung mit einer eingehenden Behandlung aller bei der Verwendung von Stahlrohrgerüsten auftretenden Fragen. Das Buch gliedert sich in acht Abschnitte mit abschließendem Stichwortverzeichnis. Im ersten Abschnitt wird genau dargelegt, welche amtlichen Festlegungen bezüglich Melde- und Genehmigungspflicht, Sicherheitsnachweis, baulicher Durchbildung, Benutzung, Aufbau und Abbau und bezüglich der Verantwortlichkeit bestehen. Mehr als den halben Umfang des Buches nimmt der dritte Abschnitt ein über die Konstruktion der Regel-Stahlrohrgerüste nach DIN 4420. Die einzelnen Teile, die Verbindungselemente und die Fußausbildungen sind ausführlich beschrieben und dargestellt. Aus einer Reihe von Kurventafeln können für die Ständer, Riegel und Fußpunkte die notwendigen statischen Werte bei den praktisch auftretenden Verhältnissen entnommen werden. Die weiteren Abschnitte behandeln Gerüstbauarten die von der Regelausführung nach DIN 4420 abweichen, sowie deren Zulassungsverfahren. Fernerhin wird auf die Neuentwicklungen im Stahlgerüstbau ausführlich eingegangen.

Ph. Stein, Aachen.

DK 621.311.22 - 181.2 : 725.198.001/.002 (021)

Große Dampfkraftwerke. Planung, Ausführung und Bau. Kraftwerksbeschreibungen und Ausführungsbeispiele. Lehre vom Kraftwerksbau. Kombinations- und Spezialtechnik. Bauelemente. Herausgegeben von K. Schröder. 1. Band: **Kraftwerksatlas** mit Kennwerten von 200 Kraftwerken, 98 Kraftwerksbeschreibungen und 6 Ausführungsbeispielen. XV u. 1073 S., 19,2 × 27 cm, mit 78 Abb. Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer 1959. Geb. 192,— DM.

Vor mehr als drei Jahrzehnten hat Klingenberg seine Erfahrungen und Ideen über den „Bau großer Elektrizitätswerke“ in seinem klassischen Werk niedergelegt, das für längere Zeit als richtungsweisend für den Entwurf von Dampfkraftanlagen galt. Am Ende des zweiten Weltkrieges versuchte der Verfasser, einen Querschnitt durch den damaligen Stand der Kraftwerkstechnik zu geben und die Gesichtspunkte für eine wirtschaftliche Auslegung eingehend zu behandeln. Ein Jahrzehnt danach zieht nun Schröder eine Bilanz über das in der Zwischenzeit Erreichte. Es ist im wesentlichen durch Steigerung der Aggregatgröße, Erhöhung von Frischdampf- und Siedetemperatur und Druck, Einführung des Kraftwerkblockes als betriebliche Einheit, aber auch durch eine Weiterentwicklung auf der konstruktiven Seite mit Blick auf wirtschaftlichere Bauweisen umrissen. Schröder, Leiter der Planungsabteilung für Dampfkraftwerke bei den SSW, hat sich mit seiner Arbeit viel vorgenommen. Der erste Band des zweiteiligen Werkes, soeben erschienen, betitelt sich „Kraftwerksatlas“, der zweite, eine „Lehre vom Kraftwerksbau“, soll ihm folgen. Der vorliegende Kraftwerksatlas gliedert sich in drei Hauptabschnitte. Der erste bringt im wesentlichen eine statistische Auswertung der Daten von 200 Kraftwerken und als Anhang hierzu eine Zusammenstellung der Sinnbilder für Schaltpläne von Wärmekraftanlagen. Der zweite Hauptabschnitt beschreibt 98 Kraftwerke, wobei die

Systematik, mit der Schröder diesen Teil gestaltet hat, hervorzuheben ist. Hauptauslegungsdaten, Lageplan, Wärme- und elektrischer Schaltplan, Grundriß und Querschnitt, ergänzt durch architektonische Skizzen über die Gestaltung des Baukörpers, ermöglichen dem Leser vergleichende Betrachtungen. Der dritte Hauptabschnitt endlich ist der eingehenden Behandlung von 6 Ausführungsbeispielen gewidmet. Ausgehend von den Voraussetzungen, wie Aufgabenstellung, Standortwahl, wird der innere und äußere Aufbau der betreffenden Anlage dargelegt und die Auslegung begründet. Ihm folgt ein „Spezialtechnik“-überschriebener Abschnitt, der sich im einzelnen mit der baulichen, maschinen- und elektrotechnischen Ausführung befaßt.

Der Bauingenieur und Architekt, der sich mit dem Entwurf von Dampfkraftwerken beschäftigt, wird in diesem Buche eine Fülle wertvoller Anregungen finden. Es wird ihm bei der Betrachtung der Grundrisse und Querschnitte auffallen, daß der überwiegende Teil der Maschinenhäuser, vor allem in Europa, in Stahlbeton erstellt worden ist; dies gilt zum Teil auch für die Kesselhäuser, soweit man von solchen im herkömmlichen Sinn überhaupt sprechen kann. Sieht man von reinen Freiluftkesseln ab, so setzt sich immer mehr die sogenannte „Verbundbauweise“ durch, bei der auf dem Kesselgerüst auch das Dach und die Außenwände abgestützt sind, sofern nicht eine der Kesselwände selbst gleichzeitig einen Teil der Gebäudewand bildet. Der sogenannte Schwerbau, der den Kohlenbunker, vielfach die Speisewasserbehälter, Gebläse, und bei Kesseln mit Rauchgasaustritt oben, auch den Schornstein trägt, ist überwiegend in Stahlbetonausführung anzutreffen. Im Kraftwerksatlas finden sich verschiedene anschauliche Beispiele für diese neuzeitliche, kostensparende Bauweise, die gegenüber Freiluftanlagen doch den Vorteil des Witterungsschutzes hat und bei unseren klimatischen Verhältnissen bevorzugt wird.

Schröder hat mit seinem Kraftwerksatlas wertvolle und dankenswerte Arbeit geleistet. Man kann mit Interesse dem in Aussicht gestellten zweiten Band entgegensehen.

L. Musil, Graz.

Verschiedenes

Dr. Dr. Walther Schütte 65 Jahre

Am 12. November des vergangenen Jahres konnte Dr. phil. Dr.-Ing. E. h. Walther Schütte, Geschäftsführer der Baustahlgewebe G.m.b.H., Düsseldorf, sein 65. Lebensjahr vollenden. Gleichzeitig konnte sein Lebenswerk, die Bau-Stahlgewebe G.m.b.H., auf ein 30-jähriges Bestehen zurückblicken. Wenn aus diesem Anlaß ihm und seiner Firma ganz besondere Ehrungen zuteil geworden sind, so ist dies besonders der Persönlichkeit von Dr. Walther Schütte zu danken, der in ständiger Anpassung an die Erfordernisse des Stahlbetonbaues es verstanden hat, dem von ihm erstmalig entwickelten Baustahlgewebe eine vielseitige Anwendung und eine nie geahnte Verbreitung zu schaffen, so daß es heute sozusagen fast auf jeder Stahlbetonstelle anzutreffen ist.

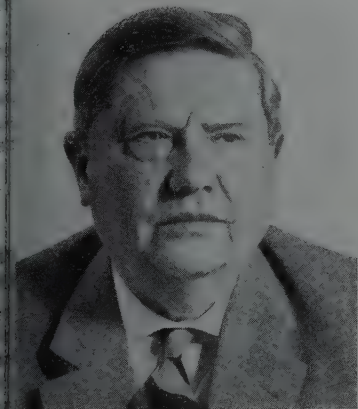


Photo: Schleder, Düsseldorf

Dr. Schütte wurde in Thönse bei Hannover geboren, studierte in Göttingen und Freiburg Geologie. 1923 promovierte er zum Dr.-phil. mit einer Dissertation über „Die Wege des Innenverkehrs an Querküsten“.

Nach einer mehrjährigen Tätigkeit bei den Hagener Gußhüttenwerken widmete er sich seit 1929 dem Baustahlgewebe.

Für seine Tätigkeit und seine Arbeiten wurde er mehrfach geehrt. So ernannte ihn i. J. 1950 die Technische Hochschule Stuttgart zum „Senator ehrenhalber“ und verlieh ihm i. J. 1954 die Würde eines „Dr.-Ing. E. h.“, in Anerkennung seiner Leistungen für das Bauwesen insbesondere durch die vorbildliche Entwicklung des Baustahlgewebes und durch die Bereitstellung altverformter Stähle für den Stahlbetonbau“.

Daneben ist es selbstverständlich, daß ein solcher Jubilar auch in der Wirtschaft Bedeutendes zu sagen hat. Man hat ihm

daher hier ebenfalls wichtige Ämter übertragen. So ist er seit 1958 erster Vorsitzender des neu gegründeten Fachverbandes Baustahlmatten e. V., Düsseldorf, ferner Vorstandsmitglied der Fachvereinigung Draht e. V., Düsseldorf, und Vertreter der Wirtschaftsvereinigung Zieherei und Kaltwalzwerke im „Auschuß für Industrieschutz des Bundes Deutscher Industrie“.

So hat er auf allen Gebieten Außergewöhnliches geleistet und ist — wie bereits von anderer Seite betont wurde — als profiliertester Fachmann Persönlichkeit und Begriff, zugleich auch Vorbild unternehmerischer Leistung.

Nicht zuletzt hat er sich auch durch sein persönliches verbindliches Wesen bei Bauherren und Baubehörden ein hohes Ansehen verschafft.

Hoffen wir, daß ihm seine große Schaffens- und Arbeitskraft noch lange Jahre erhalten bleibt! S. Hasenjäcker, Düsseldorf.

Oberregierungsrat Hans Lorenz Dr.-Ing. E. h.

Herrn Oberregierungsrat H. Lorenz, Nürnberg, wurde von der Technischen Hochschule München in Würdigung seiner Verdienste um den modernen Straßenbau die Würde eines Dr.-Ing. Ehren halber verliehen.

1. Europäischer Kurs über Gesundheitstechnik

Dieser wird von der Technischen Hochschule Delft und der Stiftung für internationale Zusammenarbeit der Niederländischen Hochschulen (NUFFIC) mit Unterstützung des Europäischen Wirtschafts-Rates (Paris) und der Weltgesundheitsorganisation (Kopenhagen) organisiert. Er wird vom 19. Oktober 1960 bis 14. September 1961 in Delft stattfinden.

Dieser Lehrgang soll es Diplomingenieuren des Bauingenieurwesens ermöglichen, eine spezialisierte Ausbildung auf dem Gebiet der Gesundheitstechnik zu erhalten, welche sie befähigen wird, bei der Bekämpfung der Verunreinigung von Flüssen und anderen Wasserläufen in einem dichtbesiedelten und industrialisierten Gebiet wie Europa mitzuarbeiten.

Er umfaßt Vorlesungen, Laboratoriumsarbeiten, Gruppendiskussionen, Entwurfsarbeiten sowie Besichtigungen gesundheitstechnischer Werke in Westeuropa. Eine Reihe westeuropäischer Experten aus verschiedenen Ländern wird den Lehrkörper bilden.

Anfragen sind zu richten an: NUFFIC, Molenstraat 27, Haag.

Österreichische Stahlbautagung

Die österreichische Stahlbautagung 1959 fand vom 24. bis 27. September in Wien statt. Eröffnet wurde sie durch den Präsidenten des Österreichischen Stahlbauverbandes, Direktor Dipl.-Ing. K. Kleiber, der ihr das Motto „Erdöl, Erdgas und Kohle“ gab. Welche Bedeutung Erdöl und Erdgas für die österreichische Wirtschaft haben, zeigte bereits der erste Vortrag von Prof. Dr. h. c. Dr. mont. K. Friedl, Wien. Im Wiener Becken findet man im Norden Öl, im Süden Erdgas. Die Ölfelder in Zistersdorf und Matzen weisen die größten Erdölvorkommen von Europa auf. Ergänzt wurden diese Ausführungen durch die Vorträge von Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. A. F. Orlicek, Wien, über die Mineralölverarbeitung in Österreich und von Dipl.-Ing. M. Hirsch, Wien, der über das österreichische Erdgas, seine Förderung, Transport und Verwendung sprach. Mineralöl und Erdgas haben in Österreich bereits die Kohle überflügelt. Auf den Kopf der Bevölkerung gerechnet, steht Österreich heute an der Spitze der ölproduzierenden Länder des OEEC-Raumes. Mit Erdöl als Rohstoffbasis läßt sich eine neue chemische Industrie in Österreich entwickeln.

Die Überleitung zu den Problemen des Stahlbaues stellte Prof. Dipl.-Ing. G. Priel von der Montanistischen Hochschule Leoben her, der über Bohr- und Fördertürme bzw. Maste in Erdölbetrieben berichtete. Die klassische Ausführung sieht eine schlanke Pyramide auf einem Grundgerüst, sämtlich aus Profilstahl, vor, die gegen Winddruck mit Stahlseilen nach allen vier Richtungen verspannt ist. Die Höhe der Türme variiert normalerweise zwischen 24 und 45 m, die Tragfähigkeit zwischen 40 bis 350 t. Für die Förderperiode, für die eine leichtere Konstruktion genügt, werden die Bohrtürme teils an Ort und Stelle belassen, teils auch durch besondere Fördertürme ersetzt. Die neuere Entwicklung läuft nun darauf hinaus, durch Verwendung hochwertiger Stähle sowie durch konstruktive Maßnahmen das Eigengewicht der Bohrtürme herabzusetzen, womit auch ein wesentlicher Zeitgewinn beim Auf- und Abbau verbunden ist. Über die Entwicklung des Stahlverbrauches in Ölraffinerien sprach sodann Dipl.-Ing. A. Molleson, Den Haag. Insgesamt handelt es sich um einen Stahlverbrauch in der Größenordnung von etwa 8 Mio Tonnen, der in die verschiedenen Gruppen — Druckbehälter, Rohrleitungen, Tragkonstruktionen, maschinelle Einrichtungen usw. — aufgeteilt wurde.

Für den Stahlbauer von besonderem Interesse waren die Ausführungen von Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Beer von der T.H. Graz, der mit dem Thema „Neuere Rohrleitungsbrücken in Stahlkonstruktion“ die Vortragsreihe des zweiten Tages eröffnete. Rohrleitungsbrücken stellen in der Regel besonders schwierige Ingenieurbauwerke dar, da im allgemeinen der großen Spannweite nur eine sehr geringe Brückenbreite gegenübersteht. Im Gegensatz zu den normalen Brücken, bei denen die Hauptlasten — Eigengewicht und Verkehrslast — überwiegen, spielen hier die Zusatzlasten — Winddruck und Eisbelag — die Hauptrolle. Von ausschlaggebender Bedeutung für den Entwurf ist die Rohrleitung selbst; ein großes Rohr kann u. U. selbst zum Tragen herangezogen werden; mehrere kleine Rohre dagegen bedingen im allgemeinen einen besonderen Versteifungsträger. Das gilt auch, wenn gefordert wird, daß einzelne Rohrschüsse oder der ganze Strang jederzeit auswechselbar sein müssen. Je nach der Stützweite kommen folgende Konstruktionen in Frage: einfache Balken, Bögen, Schrägseil- und Hängebrücken, sämtlich mit oder ohne besondere Versteifungsträger. Schwieriger noch als die statische Berechnung ist bei derartigen Tragwerken die Schwingungsuntersuchung. Wie der Einsturz der Tacoma-Brücke gezeigt hat, sind die verhältnismäßig weichen Hängesysteme besonders anfällig gegen Flatterschwingungen (Biegung und Torsion). Modellversuche sind wegen der begrenzten Größe der Windkanäle im allgemeinen nur an Teilstücken, selten an der ganzen Brücke möglich. Am Beispiel der Barbara-Brücke über die Donau bei Wien, einer Rohrleitungsbrücke von 320 m Spannweite mit schräggestellten Hängeseilen und besonderen Spannseilen, die sämtlich in Brückenmitte zu einem Zentralknoten zusammengefaßt sind, zeigte der Vortragende zum Schluß, wie die verschiedenen sich zum Teil widersprechenden Gesichtspunkte bei Entwurf und Ausführung einer neuen weitgespannten Brückenkonstruktion Berücksichtigung fanden.

Über den Einfluß des modernen Stahlbaues auf die Konstruktion von Großkesselanlagen sprach sodann Direktor Dipl.-Ing. H. Rasworschegg, Wien. Durch die Verwendung größerer Drücke und höherer Temperaturen sind die Einheiten im Kesselbau immer größer geworden. Während vor ungefähr 30 Jahren durchschnittliche Betriebsdrücke von 15 bis 20 atü üblich waren, arbeitet man heute mit Drücken bis zu 200 atü. Die modernen Großkessel erreichen eine Höhe von 30 bis 50 m; die stündliche

Dampfleistung beträgt 600 t und mehr. Nach den neuen behördlichen Bestimmungen ist es zulässig, die Stahlkonstruktion für Kessel und Kesselhaus gemeinsam zu gestalten. Verglichen werden drei Ausführungsmöglichkeiten: Beim freistehenden Kessel wird die Stahlkonstruktion des Gebäudes von der des Kessels getrennt. Nachteilig ist, daß durch die Kesselstützen der Raum unter der Brennkammer verstellt wird. Der Kessel mit seiner kraftaufnahme übernimmt die Winddrücke des Gebäudes; besondere Windverbände sind daher überflüssig. Beim hängenden Kessel schließlich hängt, wie der Name sagt, der gesamte Kesselblock an einem Hängegerüst, das mit der Tragkonstruktion des Gebäudes zusammenfallen kann. Stützen unterhalb der Brennkammer sind daher nicht nötig, die gesamte Dehnung der Kesselkonstruktion erfolgt von oben nach unten. Die Gesamtgewichte von Kesselhaus und Kesselgerüst, sämtlich für gleiche stündliche Dampfleistung ermittelt, verhalten sich wie 100 : 74 : 67. Die Fortschritte in der Werkstoffkunde, besonders die neueren Erkenntnisse über die Warmfestigkeit und die Zerstandfestigkeit der Stähle, die neuen Konstruktionsformen sowie schließlich die Einführung der Zwischenüberhitzung ermöglichen, den Stahlverbrauch, bezogen auf eine Million Watt, von etwa 34 Tonnen im Jahre 1930 auf etwa 12 Tonnen im Jahre 1959 herabzudrücken.

In das zweite Gebiet der stählernen Behälter führte der Vortrag von Dipl.-Ing. U. Hiemesch, Linz. Von den Druckverhältnissen im Behälter und den Betriebsbedingungen hängt ab, ob der Behälter kugelförmig oder zylindrisch, stehend oder liegend ausgebildet wird. Daß bei Tanks mit schwimmenden Dächern die Dichtung ganz besondere Aufmerksamkeit erfordert, ist leicht verständlich. Temperatur und chemische Zusammensetzung des Behälterinhalts bestimmen den Werkstoff der Behälter: unlegierte, legierte oder plattierte Bleche sowie besondere Auskleidung. Eng damit hängt auch die Frage der Schweißung — Schweißverfahren, Schweißfolge usw. — zusammen.

Den Abschluß der Vortragsveranstaltung bildeten zwei Referate von Dipl.-Ing. F. Gumbsch, Zeltweg, über den Werkstoff Stahl im Kohlebergbau Österreichs und von Dipl.-Ing. H. Sernetz, Graz, über die Verwendung von Stahl in der Kohlenaufbereitung.

Der Besuch der Erdölgebiete in Auersthal und Matzen sowie der im Bau befindlichen Raffinerieanlage in Schwechat bei Wien am dritten Tage gab die Möglichkeit, das in den Vorträgen erarbeitete Bild zu vervollständigen und abzurunden. Der letzte Tag, ein Sonntag, vereinte schließlich die Teilnehmer und ihre Damen zu einem geselligen Ausflug in die schöne Umgebung Wiens.

Außer aus Österreich und Deutschland waren auch aus England, Frankreich, Griechenland, Holland, Jugoslawien, Schweden, Schweiz und Ungarn Fachleute gekommen. Die gut vorbereitete Tagung und das gastliche Wien wird allen Teilnehmern noch lange in bester Erinnerung bleiben.

G. Worch, München.

Neue DIN 1045 und 1076

DIN 1045 Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton; A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton (November 1959).

DIN 1076 Straßen- und Wegbrücken; Richtlinien für die Überwachung und Prüfung (Dezember 1959).

Zuschrift

zum Aufsatz W. Weiß: Die neue Parallel-Brücke zur Carquinez Strait-Bridge in USA. Bauingenieur 35 (1960) S. 1.

Der im vorstehenden Bericht erwähnte T-1-Stahl der United States Steel Corporation Pittsburgh, dessen Anwendungsgebiet überwiegend im Maschinenbau — insbesondere Berg- und Erdbaumaschinen — und im Behälterbau liegt, wurde bei der Carquinez-Brücke erstmalig im Großbrückenbau verwendet.

Es handelt sich um einen kohlenstoffarmen Stahl folgender chemischer Zusammensetzung:

$$\begin{aligned} C &= 0,1/0,2; Mn = 0,6/1,0; P_{\max} = 0,04; S_{\max} = 0,05; Si = 0,15/0,35; \\ Ni &= 0,7/1,0; Cr = 0,4/0,8; Mo = 0,4/0,6; Cu = 0,15/0,50; V = 0,03/0,10. \end{aligned}$$

Streckgrenze mind. 90 000 psi; Zugfestigkeit 105 000 bis 135 000 psi; Bruchdehnung 16 % (über 4" Dicke) bis 18 % (bis 2" Dicke); Dauerschwellfestigkeit (10⁷ Lastwechsel f. 1/2" dicken Stab) mindestens 50 000 psi (1 psi = ~ 0,07 kg/cm²).

F. Lemmerhold, Frankfurt/M.

Heizöl-Handbuch für Industriefeuerungen

Von Oberingenieur WERNER HANSEN,
Hamburg

Mit 257 Abbildungen. XV, 369 Seiten und 27 Seiten Industrieanzeigen
Gr.-8°. 1959.

Ganzleinen DM 31,50

INHALTSÜBERSICHT

Umrechnungsfaktoren · Mittlere Zündtemperaturen · Gewichte geschütteter Materialien · Mittlere Arbeitstemperaturen verschiedener Wärmeprozesse · Einführung.

Das Heizöl. Heizöl aus Erdöl und Kohle · Heizöleigenschaften und Normung · Verbrennung · Brenner · Installation · Wärmeübertragung · Wärmeverluste und Wärmerückgewinnung · Folgeerscheinungen · Hochtemperaturkorrosionen und Heizflächenverschmutzung · Rauchgasschäden · Additives · Kosten und Wirtschaftlichkeit.

Die Anwendungsgebiete. Dampfkessel · Kohlenstaubkessel · Siemens-Martin-Ofen · Schmelzöfen · Warmbehandlungsöfen · Keramik · Ziegel · Glas · Zement · Kalk · Gips · Quellenverzeichnis · Sachverzeichnis.

ZUR INFORMATION

Dieses Buch faßt die Erfahrungen, Erkenntnisse und Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des „neuen“ Brennstoffes Heizöl aus Erdöl zusammen. Die Begriffe, Eigenschaften und Verbrennungsbedingungen werden erläutert.

An einer Fülle typischer Anwendungsbeispiele aus allen Industriezweigen, die mit Wärmeprozessen verbunden sind, wird gezeigt, wie Heizöl einzusetzen ist. Aus der Technologie des Brenngutes und den Betriebsbedingungen werden die Folgeerscheinungen abgeleitet und geklärt, ob die Befuerung mit Heizöl zweckmäßig und wie sie möglich ist.

Es wird dem Heizölingenieur der Weg für die Behandlung jeden Einzelfalles gewiesen. Der Betriebsleiter findet die Antwort, ob Heizöl interessant ist, bzw. wie er seine Feuerung zu beurteilen hat, um wirtschaftlich und technisch beste Ergebnisse zu erzielen.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

STADTVERKEHR

gestern, heute und morgen

Bearbeitet von J. W. Hollatz, Essen,
J. W. Korte, Aachen, R. Lapierré, Aachen,
F. Lehner, Hannover, P. A. Mäcke,
Aachen, Enno Müller, Essen, und
B. Wehner, Berlin

Herausgegeben von J. W. KORTE, o. Professor
an der Rhein.-Westf. Technischen Hochschule
Aachen, Direktor des Instituts für Stadtbau-
wesen und Siedlungswasserwirtschaft

Mit 212 Abbildungen. VII, 240 Seiten Gr.-8°. 1959.
Ganzleinen DM 43,50

INHALTSÜBERSICHT

Stadt und Stadtverkehr · Die Stadtentwicklung aus der
Warte des Verkehrs · Organisation des städtischen Ge-
samtverkehrs · Der öffentliche Nahverkehr in den
Innenräumen unserer Städte · Berechnung und Aus-
gestaltung der Straßenverkehrsanlagen in der Stadt ·
Anlagen für den ruhenden Kraftverkehr · Straßen-
verkehrsforschung · Die Sicherung des Stadtstraßenver-
kehrs · Schlußwort · Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Darstellende Geometrie

Von Dr. FRITZ REHBOCK

o. Professor für Mathematik an der Technischen
Hochschule Braunschweig. (Die Grundlehren
der mathematischen Wissenschaften, 92. Band.)

Mit 110 ganzseitigen Abbildungen und 2 Por-
träts. XV, 232 Seiten Gr.-8°. 1957.

Ganzleinen DM 26,80

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Mit Recht nennt der Verfasser sein Werk ein
„kleines Handbuch“. Es bringt einmal in gedrängter
Form, übersichtlich, zuverlässig und gut verständ-
lich den Stoff, der heute an deutschen Technischen
Hochschulen und Universitäten den Ingenieuren
aller Fachrichtungen, den Architekten und Mathe-
matikern geboten wird. Darüber hinaus finden sich
zahlreiche Ergänzungen zum üblichen Vorlesungs-
stoff, so daß kaum eine wichtige Frage der kon-
struktiven Geometrie unbehandelt bleibt und daher
eine originelle, abgerundete Darstellung dieser
Verfahren entstanden ist. Besonders hervorzuheben
sind die Abbildungen, die man in solch überzeu-
gender Klarheit und hervorragender technischer Aus-
führung nur selten findet. Das Buch enthält genau
so viele Text- wie Abbildungsseiten, die der Leser
so, wie sie zusammengehören, nebeneinander findet.
Wer es aufmerksam durcharbeitet, wird merken,
daß die Darstellende Geometrie nicht nur eine
Wissenschaft, sondern auch eine Kunst ist; er lernt
sie hier von einem Hochschullehrer, der jahrzehnte-
lange Erfahrungen besitzt und eigene Begeisterung
auf den Leser zu übertragen versteht...“

VDI-Zeitschrift

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Umschau

Direktor Helmut Lebsanft 70 Jahre

Herr Direktor Dipl.-Ing. **Helmut Lebsanft**, Regierungsbaumeister D., ordentliches Vorstandsmitglied der Grün & Bilfinger AG Mannheim, vollendete, immer noch im vollen Schaffen stehend, am 1. Januar 1960 sein 70. Lebensjahr.

Seine bemerkenswerten Ingenieurlaufbahn, deren Einzelstationen und Bauwerke schon an früherer Stelle in der Fachliteratur gewürdigt wurden, ist schon seit seinem 27. Lebensjahr mit der Bauunternehmung Grün & Bilfinger verbunden. Während einer 28jährigen Tätigkeit als Leiter großer Niederlassungen der Firma (Breslau, Berlin, Frankfurt/M.) hatte er am Planen und Entstehen einer ungewöhnlich hohen Zahl bekannter Ingenieurbauten aller Art direkten Anteil. Es sei hier nur an den Waldenburger Tunnel, den Stau- und Turawa, die Werderbrücke der Autobahn, das Schiffshebewerk Henrichshafen und an die großen Erdarbeiten wie am Oderdurchstich, die Autobahnen erinnert.

Aus seiner erfolgreichen Arbeit bei der Niederlassung Frankfurt wurde Herr Direktor **Lebsanft** 1955 in den Vorstand nach Mannheim berufen. Hier obliegt ihm neben anderen Aufgaben die Leitung der Niederlassungen Berlin, Frankfurt, Freiburg, Kassel, Mannheim, Nürnberg, Stuttgart und Würzburg. Sein weitgehendes Interesse umspannt sowohl die Planung (ihm oblag in den letzten Jahren die Betreuung des Technischen Büros im Stammhaus) als auch die Kalkulation und die Bauausführung.

Sein rastloser Einsatz für die Bauindustrie wurde im letzten Jahre durch eine schwere Krankheit jäh unterbrochen. Aber es spricht für seine ernste Arbeitsauffassung und seinen zähen Willen, daß er auch nach der notwendigen Amputation eines Beines mit beispielhafter Energie zu seinem Arbeitsplatz zurückkehrte. Alle, die Direktor **Lebsanft** aus seinem Lebens- und Arbeitswege kennen, beglückwünschten den Jubilar sowohl zu seinem 70. Geburtstag als auch zu seiner geleisteten Lebensarbeit. Gesundheit und Lebensenergie mögen ihm noch lange erhalten bleiben! Prof. Herberg.

Ernst Garnjost 60 Jahre

Herr **Ernst Garnjost**, Vorstandsmitglied der Gutehoffnungshütte Krupp AG, Oberhausen/Rhld., vollendete am 23. Januar 1960 sein 60. Lebensjahr.

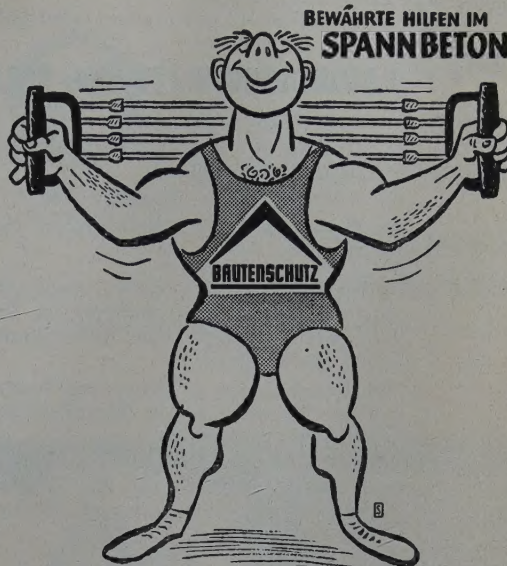
Peter Zettelmeyer 60 Jahre

Am 30. Januar vollendete Herr **Peter Zettelmeyer**, Inhaber der bekannten Maschinenfabrik und Straßenbauunternehmung Hubert Zettelmeyer, Konz. b. Trier, sein 60. Lebensjahr. Nach dem frühen Tod seines Vaters Hubert Zettelmeyer, dem Gründer der Firma, übernahm er 1930 die Leitung der Betriebe. Seiner beharrlichen Energie und Tatkraft ist es zuzuschreiben, daß dieses Unternehmen in der damaligen schweren Krisenzeit, später Krieg und Evakuierung bei totaler Zerstörung mit Erfolg überwinden konnte. Gemeinsam mit seinen Mitarbeitern begann er nach dem Zusammenbruch im Jahre 1945 den Wiederaufbau, und bald genossen die Erzeugnisse der Maschinenfabrik Zettelmeyer (Straßenwalzen, Mischschütter, Hublader) wieder Weltruf; heute arbeiten schon in vielen Ländern die Maschinen dieses Großunternehmens, das mit seinen Mitarbeitern zu den führenden Spezialfirmen Deutschlands zählt. Auch im deutschen Wirtschaftsleben nimmt Herr **Peter Zettelmeyer** einen bedeutenden Platz ein, er ist seit 1946 Präsident der Industrie- und Handelskammer Trier, gehört dem Vorstand des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie, Frankfurt, Bundesfachgruppe Straßenbau, Frankfurt, des Vereins Deutscher Maschinen-Anstalten (VDMA) Fachgruppe Bau- und Baustoffmaschinen, Frankfurt, sowie der Forschungsgesellschaft für das Deutsche Bauwesen, Köln, an und ist Beirat der Deutschen Bank, Mainz. In Anerkennung seiner Verdienste wurde ihm 1955 das Große Verdienstkreuz verliehen. Besonders hervorzuheben sind auch seine sozialen Bestrebungen, vor allem die Zettelmeyer-Unterstützungseinstellung e. V., die ihren Ausdruck in der engen Verbundenheit von Betriebsführung und dem großen Mitarbeiterkreis findet.

Direktor A. Wegenast 50jähriges Dienstjubiläum

Am 1. 2. 1960 konnte Herr Direktor Dipl.-Ing. **Albert Wegenast** sein 50jähriges Dienstjubiläum bei der Firma Wayss & Freytag K. G. in Mannheim feiern. Am 1. 2. 1910 trat er als Praktikant in die Stuttgarter Niederlassung dieses Unternehmens ein und arbeitete in dieser Eigenschaft zunächst auf verschiedenen Baustellen. Im Frühjahr 1911 legte er die Diplom-Hauptprüfung an der Technischen Hochschule Stuttgart ab und war dann im technischen Büro sowie im Außendienst der Niederlassung Stuttgart tätig. Militärdienst ab 1. 10. 1912 und anschließend der 1. Weltkrieg unterbrachen bis Ende 1918 seine berufliche Laufbahn, erst im Januar 1919 konnte er seine Tätigkeit bei Wayss & Freytag K. G. wieder aufnehmen. Im Januar 1924 wurde er Herr **Wegenast** unter Erteilung der Prokura zum technischen Leiter der Niederlassung Stuttgart der Wayss & Freytag K. G. mit der Dienstbezeichnung „Direktor“ berufen. Am 1. 2. 1960, also am 50. seines 50jährigen Dienstjubiläums, scheidet Herr **Wegenast** aus dem Dienst bei der Firma Wayss & Freytag K. G. aus. Herr **Wegenast** hat sich stets mit großem Eifer und besonderer Energie seiner beruflichen Arbeit gewidmet und sich durch ein hervorragendes Pflichtbewußtsein ausgezeichnet. Freunde und Mitarbeiter wünschen ihm für seinen Ruhestand noch ein langes und glückliches Leben.

Erste Dinge - mit Humor gesehen (1)



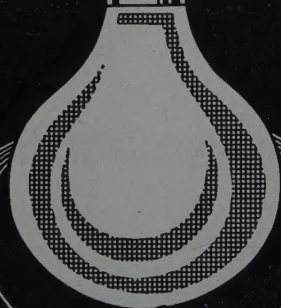
Zum Spannbetonbau gehört Sorgfalt, für ihn ist das Beste gerade gut genug. Darum werden unsere Referenzlisten für MURASIT und MURAPLAST immer länger; beide gehören zum Spannbeton, beide wirken als echte Hilfen güttesteigernd.

MURASIT und MURAPLAST - Qualitätsverflüssiger der Firmen

Organa-Bautenschutz-GmbH • Bochum-Gerthe
Gebrüder Mayer • Berkheim / Esslingen / Neckar

LORENZ

Beton-Bohrpfahl



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT **LORENZ-BAU** ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H. G. M.B.H. **LORENZ & CO. M.B.H.**
BERLIN-WILMERSDORF ISERLOHN LÜBECK-HAMBURG-KIEL
BREMERHAVEN

STELLENANGEBOTE

Größere chemische Fabrik in rheinischer Großstadt sucht einen erfahrenen (35—45)

BAUINGENIEUR (TH oder HTL)

Aufgabengebiet:

1. Leitung des Baubüros und der Baubetriebswerkstätten.
2. Vorplanung der Bauprojekte.
3. Bestellung und Überwachung der Ausführung.

Voraussetzungen:

Beste Kenntnisse und mehrjährige Erfahrungen im Bau von Industrieanlagen der Chemie.

Spezialkenntnisse in säure- und feuerfestem Mauerwerk, in Kanalisation, Gleis- und Straßenbau.

Gute Menschenführungseigenschaften und Umgangsformen für die Zusammenarbeit mit Behörden und Werksabteilungen.

Arbeitsbedingungen:

Interessante Tätigkeit in engem Kontakt mit Werksleitung und Abteilungen.

Gutes Betriebsklima, eingearbeitete Mitarbeiter und Belegschaft; pensionsfähige Stellung, Hilfe bei der Wohnungsbeschaffung.

Bewerbungen mit handschriftlichem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnissen, Referenzangaben sowie Gehaltsansprüchen sind zu richten unter „Der Bauingenieur 1019“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

DIE STADTWERKE OSNABRUCK

(Eltverteilung, Gaserzeugung und -verteilung, Wassergewinnung und -verteilung, Hafenverwaltung, Straßenbahn-, Obus- und Omnibusbetriebe) — rd. 135 000 Einwohner — stellen kurzfristig einen

Bauingenieur (HTL)

für Planung und spätere Ausführung der **Hafenerweiterung** ein.

Die Bewerber sollen einige praktische Erfahrungen in Tiefbauarbeiten, wie Wasser-, Straßen- oder Gleisbau, aufweisen können. Das Arbeitsgebiet ist sehr vielseitig und erfordert von Interessenten Entfaltung eigener Initiative. Vergütung nach TO. A entsprechend bisheriger Berufserfahrung.

Interessierte Bewerber werden gebeten, ihre Bewerbungsunterlagen (Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und sonstige Unterlagen über die bisherige Tätigkeit) mit Gehaltsforderung und Angabe von Referenzen innerhalb von 14 Tagen einzureichen. Persönliche Vorstellung nur nach Aufforderung.

STADTWERKE OSNABRUCK

Körperschaft des öffentlichen Rechts in Bayern (Prüfamt für Baustatik) sucht für ihre Prüfämter in Nürnberg, Augsburg, Landshut, Regensburg und Würzburg mehrere

Diplom-Ingenieure (Statiker)

mit Baupraxis; gewünscht Erfahrungen in statischen Berechnungen. Die Bezahlung erfolgt nach TO. A III, Zahlung von Trennungsentschädigung, Umzugskosten sowie Wohnungsfürsorge werden beim Vorliegen der Voraussetzungen geboten. Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen und Angabe des möglichen Dienstantrittes sowie des gewünschten Beschäftigungsortes erbeten unter „Der Bauingenieur 1008“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Die **Landeshauptstadt Düsseldorf** sucht für das Hochbauamt

mehrere Ingenieure für Hochbau

und für das Straßen- und Brückenbauamt sowie für das Kanal- und Wasserbauamt

mehrere Ingenieure für Tiefbau

(davon einen in der Fachrichtung Brückenbau)

Die Einstellung erfolgt im Angestelltenverhältnis zu den Bedingungen der TO.A.

Interessenten werden gebeten, ihre Bewerbung an das

Personalamt der Stadt Düsseldorf

zu richten.

Größeres gemischtes Eisenhüttenwerk im Ruhrgebiet sucht für die Leitung der Tiefbauabteilung

**erfahrenen Tiefbauingenieur
(TH oder HTL)**

mit guten Kenntnissen auf den Gebieten der Kalkulation, Konstruktion, Ausschreibung und Abrechnung.

Es handelt sich um eine Dauerstellung mit vielseitigen Aufgaben.

Ferner

einen Bautechniker

mit Baustellenerfahrung und Kenntnissen in der Bauabrechnung.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild unter Angabe von Gehaltsanspruch und Referenzen sind zu richten unter „Der Bauingenieur 1011“ an den Springer-Verlag, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabriken „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

Nichtstaubende, abriebfeste

Betonböden

alte und neue mit **Compakta**, Prosp. B 11 durch
Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern

AUTOGEN-Schweiß-, Schneid- und Lötwerkzeuge



Fachberatung
unverbindlich

- Schweißpulver „Homogenit“
- Druckminderer
- Armaturen für alle Gasarten

F. X. STÖHR

Autogen- u. Armaturenwerk Augsburg · Provinstr. 22

GEGEN
WASSER
UND
FEUCHTIGKEIT

INFORMATION



Vandex

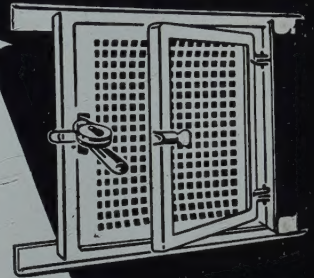
ISOLIERMITTEL

VANDEX ISOLIERMITTEL GMBH, HAMBURG-STELLINGEN,
KIELER STR. 335

FÜR
jedes
HAUS

und zu jedem Baustil
passen die „Gifega-
Stahl - Kellerfenster“
ohne die architekto-
nische Harmonie zu
stören.

Fordern Sie Prospekt.
E S S E N
Postfach 454



Gifega
STAHL-
KELLERFENSTER

Formschön
und
vollendet
D.B. PATENT

GARAGEN-SCHWINGTORE

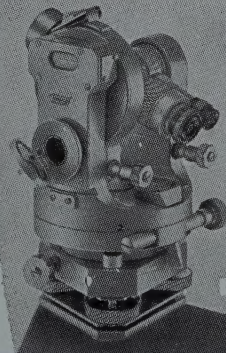


SIEBAU-KREUZTAL

POSTFACH 207

VERMESSUNGS-INSTRUMENTE

Nivelliere
Theodolite
Tachymeter
Grubengeräte
und Zubehör



Fennel
KASSEL

KLEINER ING.-THEODOLIT

OTTO FENNEL SÖHNE KG · KASSEL

CERINOL

Beton- u. Mörteldichtungsmittel

EUROLAN

Schutz- und Isolieranstrich

BAUTENSCHUTZ

DEITERMANN

CHEMISCHE WERKE DATTELN

PLASTIKOL

Dachschutz und Isoliermasse

RELAX

Schalöl

Geschaffen für den rauen Einsatz

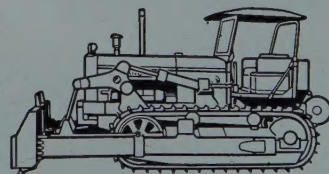
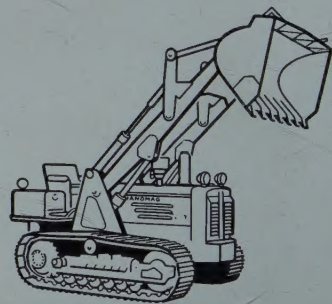


Den Erfordernissen der Praxis entsprechend werden HANOMAG-Raupenschlepper äußerst robust und stabil gebaut. Jahrzehntelange Erfahrungen im Raupenbau kommen ihnen dabei voll zugute. Bisher bewährten sich über 20 000 HANOMAG-Kettenschlepper in mehr als 80 Ländern der Erde.

Und was von den Kunden bei HANOMAG besonders geschätzt wird: der schnelle und zuverlässige Kundendienst. Wir unterhalten ein engmaschiges Kundendienstnetz mit wohlausgestatteten Ersatzteillägern. Deshalb sind HANOMAG-Raupenschlepper immer einsatzbereit - es gibt keine kostspieligen Ausfallzeiten!

Informieren Sie sich bitte über unser umfassendes Baumaschinen-Programm. Wir beraten Sie gern und unverbindlich.

Die RHEINSTAHL HANOMAG baut: Raupenschlepper 65 und 90 PS mit allen fortschrittlichen Arbeitsgeräten, wie Front- und Combilader, Planiereinrichtungen, Tiefreißer usw.



RHEINSTAHL HANOMAG

HANNOVER